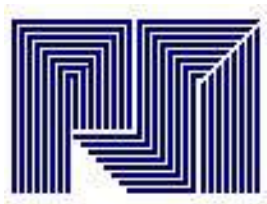


**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
INSTITUTO UNIVERSITARIO POLITÉCNICO
“SANTIAGO MARIÑO”
EXTENSIÓN GUAYANA
ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL**

**APLICACIÓN DE LAS NUEVAS NORMAS ESTRUCTURALES
COVENIN-1756-01, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO,
VENTAJAS Y DESVENTAJAS CON LA NORMA ANTERIOR.**

Autor(a): Tlgo. Rosirelis Y., Urdiales R.

Puerto Ordaz, Enero de 2012.



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
INSTITUTO UNIVERSITARIO POLITÉCNICO
“SANTIAGO MARIÑO”
EXTENSIÓN GUAYANA
ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL**

**APLICACIÓN DE LAS NUEVAS NORMAS ESTRUCTURALES
COVENIN-1756-01, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO,
VENTAJAS Y DESVENTAJAS CON LA NORMA ANTERIOR.**

Trabajo Especial de Grado presentado como requisito parcial para optar
al Título de Ingeniero Civil.

Autor(a): Tlgo. Rosirelis Y., Urdiales R.

Tutor Académico: Ing. Jorge, Bravo.

Asesor Metodológico: Lcda. Gisela La Cruz

Puerto Ordaz, Enero de 2012.

**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
INSTITUTO UNIVERSITARIO POLITÉCNICO
“SANTIAGO MARIÑO”
EXTENSIÓN GUAYANA
ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL**

APROBACIÓN DEL TUTOR ACADÉMICO

En mi carácter de Tutor del Trabajo Especial de Grado titulado: *APLICACIÓN DE LAS NUEVAS NORMAS ESTRUCTURALES COVENIN-1756-01, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO, VENTAJAS Y DESVENTAJAS CON LA NORMA ANTERIOR*, presentado por la ciudadana Rosirelis Yanet Urdiales Ruiz, Cédula de Identidad N°:18.171.393, para optar al Título de Ingeniero Civil, considero que éste reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a presentación pública y evaluación por parte del Jurado Examinador que se designe.

En la ciudad de Puerto Ordaz, a los 10 días del mes de Enero de 2.012.

Ing. Jorge Bravo
C.I.: 6.374.954.

**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
INSTITUTO UNIVERSITARIO POLITÉCNICO
“SANTIAGO MARINÓ”
EXTENSIÓN GUAYANA
ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL**

APROBACIÓN DE LA ASESORA METODOLÓGICA

En mi carácter de Asesor(a) Metodológico(a) del Trabajo Especial de Grado titulado: *APLICACIÓN DE LAS NUEVAS NORMAS ESTRUCTURALES COVENIN-1756-01, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO, VENTAJAS Y DESVENTAJAS CON LA NORMA ANTERIOR*, presentado por la ciudadana Rosirelis Yanet Urdiales Ruiz, Cédula de Identidad N° 18.171.393, para optar al Título de Ingeniero Civil, considero que éste reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a presentación pública y evaluación por parte del Jurado Examinador que se designe.

En la ciudad de Puerto Ordaz, a los 10 días del mes de Enero de 2.012.

Lcda. Gisela de la Cruz

AGRADECIMIENTO

A **DIOS** todopoderoso, por darme el privilegio de vivir brindarme su inmenso amor y llenarme de paciencia para soportar las pruebas que se presentaron a lo largo del camino.

A mis **PADRES** que por su apoyo infinito, fueron y seguirán siendo el impulso necesario para llegar a toda meta propuesta.

A mis **HERMANOS, AMIGOS** y aquellas personas que de alguna manera forman parte de mi vida, con su entusiasmo y simpatía me acompañaron y estuvieron allí cuando lo necesite.

A los **PROFESORES** por los conocimientos aportados para mi formación como profesional, por brindarme su apoyo en el transcurso de la investigación

Al **INSTITUTO UNIVERSITARIO POLITÉCNICO SANTIAGO MARÍÑO**, por permitir formarme profesionalmente.

DEDICATORIA

Principalmente dedico mi trabajo y todo lo alcanzado a mi amado señor JESÚS, nuestro Dios por guiarme en el camino, darme fuerzas, ánimo, voluntad para alcanzar esta meta con éxito.

En segundo lugar a mi padre Alfredo Urdiales que con su sabiduría supo guiarme por el camino del bien y mi madre Arelis Ruiz quien me acompañó y animó en los momentos difíciles, ambos con su esfuerzo y dedicación estuvieron en el día a día.

A mis hermanos Carlos, Rosibel y Rosa por brindarle su fuerza, entusiasmo y ganas de seguir adelante, en especial a Alexander por estar presente cuando necesite su ayuda y darme ánimo para no desistir, que los motive a continuar adelante y lograr todas sus metas.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
LISTA DE CUADROS	v
LISTA DE FIGURAS	vi
RESUMEN.....	vii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I	
I. EL PROBLEMA	
Contextualización del Problema.....	3
Objetivos de la Investigación.....	5
Objetivo General.....	5
Objetivos Específicos.....	5
Justificación de la Investigación.....	5
II. MARCO REFERENCIAL	
Antecedentes de la Investigación.....	7
Bases Teóricas.....	8
Bases Legales.....	41
Definición de términos.....	42
III. MARCO METODOLÓGICO	
Modalidad de Investigación.....	51
Tipo de Investigación.....	52
Formulación del esquema de trabajo y procedimientos.....	53
Operacionalización de Variables.....	55
Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	55
Técnicas de Análisis de Datos.....	56
IV. RESULTADOS.	57
CONCLUSIONES.....	136
RECOMENDACIONES	137

REFERENCIAS.....	138
ANEXOS	139

LISTA DE CUADROS

CUADRO	Pág.
Cuadro 1. Escala Mercalli.....	19
Cuadro 2. Magnitud Richter- Equivalencia en TNT.....	21
Cuadro 3. Operacionalización de Variables.....	53
Cuadro 4. Factor de Reducción y de Ductilidad.....	118
Cuadro 5. Características de los Elementos Estructurales.....	125
Cuadro 6. Peso Propio del Edificio COVENIN 1756-82.....	126
Cuadro 7. Coeficiente de Diseño. COVENIN 1756-82.....	126
Cuadro 8. Peso Propio del Edificio COVENIN 1756-98.....	129
Cuadro 9. Coeficiente de Diseño. COVENIN 1756-98.....	129
Cuadro 10. Peso Propio del Edificio COVENIN 1756-98.....	132
Cuadro 11. Coeficiente de Diseño. COVENIN 1756-98.....	132
Cuadro 12. Cuadro Resumen.....	135

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	Pág.
Figura 1. La tierra hace 200 Millones de años	10
Figura 2. La tierra hoy.	10
Figura 3. Capas de la Tierra, mostrando las relaciones entre los tipos de corteza.	11
Figura 4. Placa oceánica se hunde por debajo de la placa continental.	12
Figura 5. Ondas Primarias (P)	14
Figura 6. Ondas Secundarias (S).	15
Figura 7. Ondas Superficiales Love (L).	15
Figura 8. Ondas Superficiales Rayleigh (R).	16
Figura 9. Cinturón de Fuego del Pacífico.	17
Figura 10. Oscilador simple.	26
Figura 11. Acelerograma.	27
Figura 12. Modos de vibración.	27
Figura 13. Distribución de fuerzas en altura.	31
Figura 14. Momentos de inercias y rigideces.	32
Figura 15. Corte por Torsión.	36
Figura 16. Distorsión Horizontal de Piso.	37
Figura 17. Diagramas de cortes y momentos.	38
Figura 18. Momentos en las columnas.	39

**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
INSTITUTO UNIVERSITARIO POLITÉCNICO
“SANTIAGO MARIÑO”
EXTENSIÓN GUAYANA
ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL**

**APLICACIÓN DE LAS NUEVAS NORMAS ESTRUCTURALES
COVENIN-1756-01, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO,
VENTAJAS Y DESVENTAJAS CON LA NORMA ANTERIOR.**

**Propuesta de Trabajo Especial de Grado
Línea de Investigación: Riesgos y Reducción de Desastres Naturales.**

Autor(a): Tlgo. Rosirelis Y., Urdiales R.

Tutor(a): Ing. Jorge, Bravo.

Fecha: Enero de 2012

Resumen

Los sismos son vibraciones producidas en la corteza terrestre cuando las rocas que se han ido tensando se rompen de forma súbita y rebotan, se deben tomar medidas preventivas tanto a nivel estructural como poblacional, para disminuir pérdidas humanas y el impacto económico que se presenta al colapsar las estructuras. Venezuela se encuentra entre dos placas, la placa del Caribe que bordea la parte Nor - Oriental, y la placa Sur-Americana que bordea el resto del país, separadas por una falla de 110 Km. de ancho denominada falla principal en las cuales se han producido la mayoría de los movimientos sísmicos ocurridos en el país. En la investigación se estableció un marco comparativo, entre las Normas COVENIN 1756-01 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES, y las versiones anteriores (COVENIN 1756) de los años 1982 y 1998, identificando los cambios realizados, mejoras y actualizaciones como aporte teórico a los próximos proyectos constructivos que se realizaran bajo los criterios establecidos en dicha Norma. Se basó en la Modalidad de Investigación Documental, donde se estudia el problema con el objeto de ampliar y profundizar el conocimiento acerca del tema, a través del análisis de datos obtenidos de medios impresos. Se reflejó en el enfoque de criterios, conceptos, conclusiones y recomendaciones, por medio de la información obtenida de diferentes fuentes, como datos de segunda mano o secundarios, estableciendo un marco comparativo para así reconocer el nivel de conocimientos y modificaciones existentes, sin basarse en hechos directamente observados. La Norma ofrece criterios para la evaluación de

del comportamiento de las edificaciones durante un evento sísmico, con el fin de diseñar una estructura capaz de resistir las solicitaciones sísmicas, no colapsar, mantener su funcionamiento y ofrecer mayor seguridad a la población que ocupa la misma.

Descriptores: Análisis, Sismoresistencia, Norma COVENIN, Estructura

INTRODUCCIÓN

El estudio de eventos sísmicos es tan antiguo como la humanidad misma. Existen registros en China desde hace 3000 años donde describen el impacto sísmico tal como se perciben en la actualidad. En América se cuenta con registros Mayas y Aztecas así como documentos de la época colonial que describen estos eventos.

Los sismos son originados por la liberación de energía acumulada en el interior de la tierra, transmitida en ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso. La superficie terrestre no es un solo cuerpo, en sus inicios nuestro planeta era un solo continente llamado PANGAEA, a lo largo de miles de años la corteza se fue separando formando continentes. El planeta a su vez está fraccionado en placas tectónicas las cuales se desplazan una con respecto a la otra, el límite entre dos placas es denominado falla.

Venezuela se encuentra entre dos placas, la placa del Caribe que bordea la parte Nor-Oriental, moviéndose relativamente hacia el oeste, y la placa Sur-Americana que bordea el resto del país, desplazándose hacia el este, separadas por una falla de 110 Km. de ancho aproximadamente denominada falla principal. Esta atraviesa el país desde los andes (Falla de Bocono), continúa por la región Central (Falla de San Sebastián), y sigue a lo largo de la serranía interior oriental a través del estado Sucre (Falla El Pilar). Sobre la cual se han producido los eventos sísmicos más severos en el territorio nacional.

Desde el siglo XV hasta nuestros días en Venezuela han ocurrido 137 eventos sísmicos que han afectado a la población. De todos ellos el más devastador fue el de 1812, con tres epicentros, y afectó a ciudades tan distantes como Mérida, Barquisimeto, San Felipe y Caracas, causando más de 20 mil víctimas, es decir, el cinco por ciento de la población estimada para la época.

Otros terremotos, más cercanos en el tiempo fue el de Caracas en 1967, a raíz del cual se crea la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS),

el 27 de Julio de 1972 y Defensa Civil, institución que se ocupa de las acciones de salvamento y prevención.

Más recientemente, el terremoto de Cariaco, en 1997, llevó a que FUNVISIS formalizara la creación del Programa Aula Sísmica “Madeleilis Guzmán” en homenaje a la profesora fallecida al colapsar la estructura del colegio donde laboraba, con el objetivo de reforzar la acción preventiva hacia la comunidad.

Esta investigación se baso en comparar la versión actual COVENIN-MINDUR 1756-2001 para Edificaciones Sismo resistentes con las anteriores COVENIN 1756 de los años 82 y 98, identificar los cambios realizados en los elementos estructurales analizando los artículos en los que hubo modificación y dar a conocer mejoras realizadas.

La información esta estructurada de la siguiente manera: en el Capítulo I se expone El Problema, el cual corresponde a la contextualización, Objetivo General, Específicos y Justificación de la investigación, en el Capítulo II; se detalla el Marco Referencial que corresponde a los Antecedentes, Bases Legales, Bases Teóricas y definición de términos, en el Capítulo III; corresponde al Marco Metodológico que no es mas que el método utilizado para realizar el estudio donde se define la modalidad y tipo de la investigación, esquema de trabajo, análisis de datos, procedimiento y técnicas de recolección. En el Capítulo IV se presentan los resultados de la investigación, por último las Conclusiones, Recomendaciones, Referencias y Anexos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Contextualización del Problema

Los sismos son movimientos impredecibles producidos por la liberación de energía acumulada que se traslada por medio de ondas a través sólidos y líquidos, dicha energía puede ser de origen tectónico, desplazamientos de los bloques de la litosfera, o volcánico, extrusión de magma hacia la superficie.

Los terremotos ocurridos recientemente en el mundo, como el caso de Japón donde se presentó el viernes 11 de marzo de 2011 un sismo de magnitud 9,0 MW (200.000.000 toneladas TNT) comparada con la energía que liberó la bomba atómica de Hiroshima (20.000 toneladas de TNT), con epicentro en el mar, que originó un maremoto con olas de hasta 10 metros y dejó un número de víctimas de 9.523 y 16.094 desaparecidos, evidencian los severos daños tanto económicos como las pérdidas humanas que ocasionan.

En países como Japón y Estados Unidos el diseño sismorresistente es parte de la normativa básica para la construcción de edificaciones. Lo que refleja la importancia en seguridad y economía al preservarlas, de aquí se deduce la importancia del estudio

sismológico de manera preventiva en el país. De aquí se deduce la importancia del estudio sismológico de manera preventiva en el país.

Los eventos sísmicos representan uno de los mayores riesgos en Venezuela, desde la fundación de los primeros asentamientos coloniales en el Siglo XVI, el país ha sufrido los efectos de los terremotos. Según el Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar la población venezolana "...está concentrada en región conformada por los estados costaneros, parte de los estados andinos y los ubicados en la zona centro norte del país cubren alrededor del 20 por ciento de la superficie nacional y concentran más del 80 por ciento de la población total..." zona de alta amenaza sísmica, haciéndolo cada vez mayor a medida que se eleva el índice demográfico y las inversiones en infraestructura. La zona de mayor actividad sísmica corresponde a lugares en los que se ubican los principales sistemas de fallas sismogénicas del país: Boconó, San Sebastián y El Pilar propuestas como el límite principal entre las Placas Caribe y América del Sur. Además de este sistema de accidentes tectónicos, existen otros sistemas activos menores (por ejemplo: Oca-Ancón, Valera, La Victoria y Úrica) donde se producen sismos importantes.

A partir de 1990 la directiva de FUNVISIS comienza un proceso de actualización de la Norma sismorresistente en Venezuela dando como resultado las Normas COVENIN 1756:1998 Edificaciones Sismorresistentes (Provisional), las cuales se sustituyeron en el año 2001 por las Normas COVENIN-MINDUR 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes, que comprenden un articulado y sus comentarios que establecen criterios de análisis y diseño para edificaciones de concreto armado, acero y mixtas de acero-concreto.

La investigación se enfocó en establecer una comparación de las Normas estructurales en el diseño sismorresistente (COVENIN 1756-2001), en relación con las anteriores (COVENIN 1756-1982 y 1998), para conocer los cambios y mejoras realizados, para la comprensión y aplicación de la misma como aporte teórico a las nuevas construcciones.

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Aplicar las Nuevas Normas Estructurales COVENIN-1756-01, en el Diseño Sismorresistente de Elementos Estructurales en Concreto Armado, Ventajas y Desventajas con la Norma Anterior, como aporte teórico a las nuevas construcciones.

Objetivos Específicos

1. Seleccionar la información y documentación necesaria para realizar el estudio comparativo de las Normas COVENIN 1756, del año 1982, 1998 y 2001.
2. Identificar los cambios realizados en las diferentes versiones, como aporte teórico a los próximos proyectos constructivos.
3. Conocer las mejoras hechas en la versión actualizada de la Norma (COVENIN 1756-2001).
4. Analizar la aplicación las Normas COVENIN 1756-2001 en el diseño sismo resistente de elementos estructurales en concreto armado con la respecto versiones anteriores COVENIN 1756-82 y 98.

Justificación de la Investigación

A nivel mundial están presentándose diversos eventos sísmicos con más frecuencia, debido a los cambios constantes que presenta el planeta. Haití, Japón y España son unos de los países recientemente afectados, donde se manifiestan las pérdidas humanas y el impacto económico ocasionados hechos que difieren significativamente de acuerdo a la población afectada, en Japón por ejemplo, se ha visto una evolución acelerada en la reconstrucción del país después del seísmo producto de la educación y capacitación implementada en la población para este tipo

de eventos, comparada con la de Haití, población más pobre y menos preparada para estos eventos.

En Venezuela a partir del siglo XV se han producido mas de 100 terremotos, de los cuales los más devastadores fueron el ocurrido en Caracas en el año 1967 con una intensidad de 6.5 grados en la escala de Richter dejo un balance de 236 muertos, 2000 heridos, y el ocurrido el Cariaco estado Sucre, el día nueve de julio de 1997 de magnitud 6.8, causó 74 muertos 522 heridos y más de 2000 damnificados.

El país presenta actualmente un crecimiento demográfico acelerado, lo cual genera una demanda constante de infraestructura para la población en crecimiento, la presente investigación pretende estudiar las Normas de Sismorresistencia COVENIN 1756 en el diseño de elementos estructurales en concreto armado usadas en el país desde 1982 hasta la fecha incluyendo la actualización de la norma del año 1998, con el fin de presentar un estudio comparativo que facilite la comprensión y aplicación del articulado, como aporte teórico a las nuevas construcciones, y así el diseño de estructuras resistentes a cualquier evento sísmico disminuyendo pérdidas de vidas humanas y el impacto económico se genera al colapsar las estructuras.

Se realizara un estudio que muestre las actualizaciones en las Normas venezolanas antisísmicas realizadas por FUNVISIS, a raíz de los eventos sismológicos ocurridos en Venezuela en los últimos años.

CAPÍTULO II

MARCO REFERENCIAL

Antecedentes de la Investigación

FUNVISIS (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela*, Edición de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas.

“La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), cumple con la responsabilidad de proporcionar detalles y datos sobre la sismicidad en Venezuela y zonas vecinas, actividad que realiza como complemento a las investigaciones especializadas sobre terremotos que le asigna la Ley.”

FUNVISIS, *Breve historia de la sismología en Venezuela*, José Antonio Rodríguez Arteaga, Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas.

“La historia de la sismología venezolana puede agruparse en 3 importantes ventanas de tiempo para entender el proceso que ha tenido. Una que parte en los siglos XVI y XVII en que los primeros pobladores de la nación eran los directamente afectados y no lo comprendían, abarcando hasta la venida de los primeros cronistas, esencialmente clérigos traídos con los colonizadores y que vertían en sus escritos la

cotidianidad de su orden e incluso los fenómenos a los cuales se veían azotados, constituyéndose en una suerte de memorias vivientes que volcaban sus relatos en documentación eclesiástica, correspondencia privada u oficial según el caso.

Para los XVIII y el XX, si se considera esta como una segunda etapa, otros eran los cronistas más letrados, editores de diarios nacionales o locales e incluso fotógrafos y cineastas considerándose estas, formas alternas de realizar crónicas en sismología. No obstante ello, persiste desde tiempo atrás, la inveterada carencia de elaborar catálogos e incluso de la destrucción de reciente fecha de valiosas fuentes documentales limitando el acceso a toda suerte de datos. Producto de ello es la aparición de quienes dedicaron a recoger en incipientes o logrados catálogos, toda acción de los terremotos y sus secuelas, hasta la presencia del academicismo en donde era discutido en forma cabal la naturaleza del fenómeno “sismológico” bajo un contexto científico.

De todo lo expuesto, surge la necesidad de establecer centros de investigación a nivel público y nace a instancias del gobierno nacional, el Observatorio Cagigal que aparentemente tuvo su par en una iniciativa de los sacerdotes jesuitas, no comprobada del todo hasta ahora. De cuatro años al presente, en forma aproximada se incluyen los acuerdos de centros sismológicos nacionales en procura de trabajar en forma conjunta siempre coordinados por un órgano rector la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, ente de investigación básica e información sismológica de la actividad telúrica territorial y de regiones vecinas.”

Bases Teóricas

Sismo: “Es un movimiento súbito e impredecible de una parte de la corteza terrestre, ocasionado por fuerzas que tienen su origen en el interior de la Tierra.

Pueden ser de origen tectónico, producidos por el desplazamiento de bloques de la litosfera, o volcánico, producido por la extrusión de magma hacia la superficie. En ambos casos hay una liberación de energía acumulada que se transmite en forma de

ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso a través de las rocas sólidas del manto y la litosfera hasta “arribar” a la superficie terrestre.

En el caso de Venezuela, casi todos los sismos destructores han sido de origen superficial, ejemplos lo constituyen el de Cariaco (nueve de julio de 1997) y el de Caracas (29 de julio de 1967). Otro sismo superficial de reciente data es el que se sintió en Caracas y zonas circunvecinas el 31 de octubre de 2001.” FUNVISIS (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela* (Pág.10).

Tipos de sismo:

Los terremotos pueden ser superficiales, intermedios o profundos, dependiendo de su localización. En relación a este punto hay diferentes criterios, sin embargo citaremos a Bruce Bolt, quien localiza los sismos superficiales en la franja que va desde cero a 70 Kilómetros, los intermedios entre 70 a 300 Kilómetros, y los profundos entre 300 a 700 Kilómetros.

Al considerar la intensidad con que ocurren los sismos se clasifican en dos tipos Microsismos y Macrosismos.

- Microsismos: que solo registran mediante aparatos.
- Macrosismos: los que detectamos mediante nuestros sentidos, la mayor parte de los que se presentan en el mundo.

Al generarse un temblor las ondas sísmicas se propagan en todas direcciones, provocando el movimiento del suelo tanto en forma horizontal como vertical.

En los temblores **oscilatorios** el movimiento es horizontal, se produce un balanceo y se siente como si nos moviéramos de un lado a otro.

En los **trepidatorios** las sacudidas son verticales, es decir, de arriba hacia abajo y viceversa, pudiendo provocar que los objetos sean lanzados al aire.

<http://www.esmas.com/noticierostelevisa/infografias/sismos/replicas.html>

Dónde y por qué se producen los sismos

Antes de dar respuesta a ambas interrogantes, hay que pasearse por la teoría del movimiento de los continentes, cuyas primeras ideas fueron esbozadas por el alemán Alfred Wegener en 1912, quien aseguraba que hace 200 millones de años los continentes estaban juntos, formando una gran masa o supercontinente llamado

Pangea, fracturado y dispersado después por grandes movimientos horizontales. Para avalar su teoría analizó los mapas geológicos donde se demostraba la existencia de tipos de roca muy similares entre Norteamérica y Europa, y Suramérica y África. Datos aportados por paleontólogos y climatólogos contribuyeron a darle fuerza a su teoría; sin embargo, en ese entonces, nadie creyó en su propuesta sobre el movimiento de los continentes.

Hacia 1960, nuevos datos permitieron reactivar las ideas de Wegener, donde se demostraba que los continentes sí se movían, pero como parte de un movimiento mayor, cuya clave estaba en las profundidades del mar.

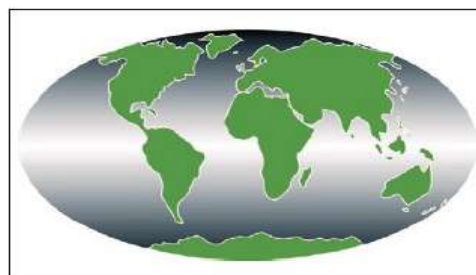
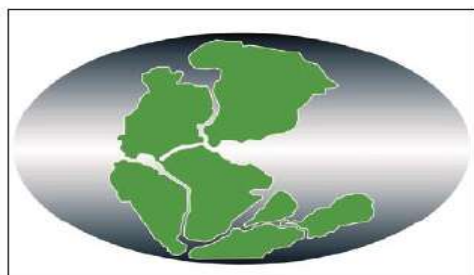


Figura 1. La tierra hace 200 Millones de años **Figura 2. La tierra hoy.**
Disponible en: *La Investigación Sismológica en Venezuela* (Pág.10). 2002.

Los estudios sobre el fondo del océano Atlántico arrojaron una serie de descubrimientos importantes: la existencia de cordilleras submarinas o dorsales centro-oceánicas que pasan por todos los mares y cuya extensión acumulada es de unos 80.000 Kilómetros, que en su parte central dichas cordilleras se dividen en dos mitades y en el medio hay muchos volcanes activos y emanaciones de aguas calientes; asimismo, se descubrió que en todos los mares hay trincheras o fosas muy profundas, de 8.000 metros o más, mientras que la profundidad promedio de los océanos es de unos 4.000 metros y lo más impactante que las rocas del fondo del mar no pasan de los 200 millones de años.

Para sorpresa de los investigadores también se constató que la capa de sedimentos era bastante delgada, de 500 a 1.000 metros de espesor, a pesar de que por millones de años se ha sedimentado una cantidad inimaginable de toneladas de lodo y restos de seres vivos.

Aquí cabe preguntarse, ¿qué relación existe entre el fondo del océano y el movimiento de los continentes? La corteza es la sección del planeta más superficial y a la vez la más cercana al manto, que es donde se desencadenan las fuerzas que den origen al desplazamiento de los continentes y por ende a los terremotos.

Harry Hess y Robert Dietz, propusieron, en 1961, teorías similares que explicaban los datos obtenidos de los fondos marinos. Señalaban que en las hendiduras centrales de las cordilleras oceánicas se forma constantemente roca nueva, que sube fundida desde la astenósfera y que se enfría y acumula originando las estructuras montañosas; es decir, constantemente se está formando corteza oceánica.

Esta corteza formada en las cordilleras submarinas se mueve lateralmente de manera lenta por el fondo del mar y, eventualmente, choca con la corteza continental, formada por rocas que son más livianas que las que constituyen la corteza oceánica. Cuando las dos chocan, esta última se hunde originando las conocidas fosas y regresando de esta manera al manto.

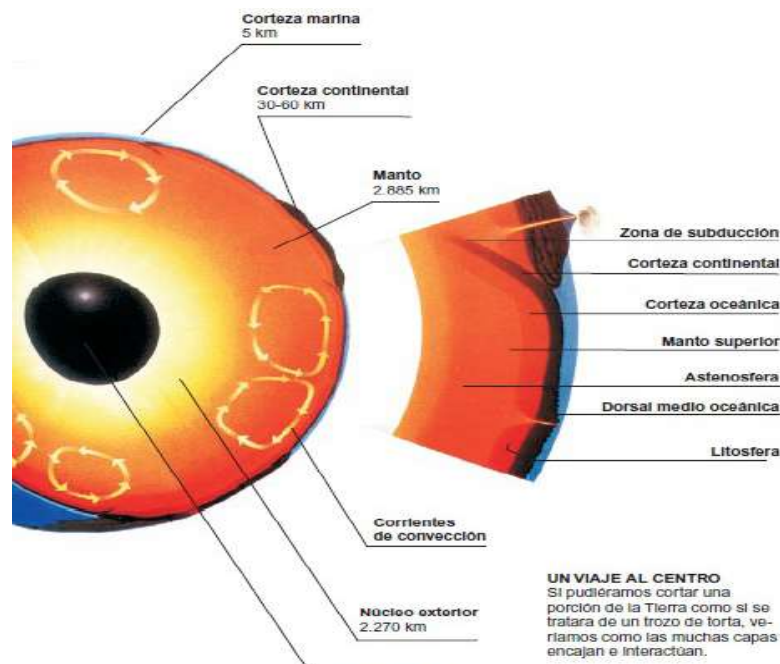


Figura 3. Capas de la Tierra, mostrando las relaciones entre los tipos de corteza.
 Disponible en: *La Investigación Sismológica en Venezuela* (Pág.12). 2002.

Los continentes se localizan sobre las placas tectónicas y son arrastrados por el movimiento que generan las mismas. FUNVISIS (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela* (Pág.10).

Tectónica de placas

Según esta teoría, la litosfera que es la capa superficial de la tierra sólida mide unos 100 km de espesor bajo los océanos y alrededor de 150 bajo los continentes, está seccionada en placas que se encuentran sobre el segundo nivel del manto o astenósfera que es la zona del manto terrestre que está inmediatamente debajo de la litosfera, aproximadamente entre 100 y 240 kilómetros por debajo de la superficie de la Tierra. Dichas placas, separadas por cadenas montañosas o fosas, se mueven lentamente, chocando o rozándose unas con otras. Por el centro de estas cadenas montañosas, sube constantemente material fundido del manto y por las fosas baja roca de la corteza oceánica hacia el manto.

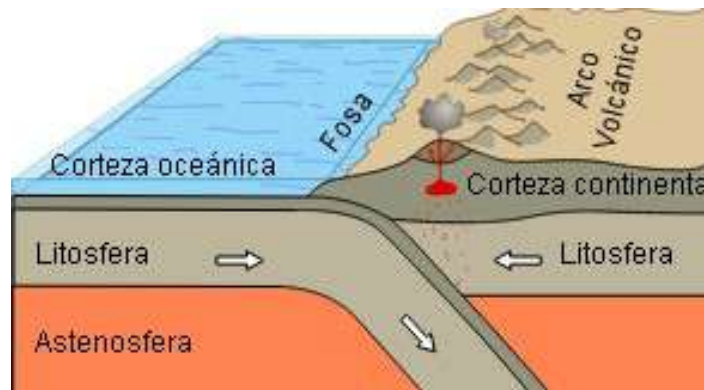


Figura 4. Placa oceánica se hunde por debajo de la placa continental. Disponible en: http://es.wikipedia.org/wiki/Tectonica_de_placas [2011]

Las placas se mueven relativamente entre ellas y en los bordes o zonas de interacción pueden producirse algunos de los siguientes fenómenos:

- 1) Formación de nueva corteza: El desplazamiento del magma, fundido y muy caliente, que escapa hacia el exterior provoca volcanes y terremotos de magnitud variable. Como ejemplo están los volcanes del centro del océano Atlántico.
- 2) Roce entre placas: Al pasar una al lado de la otra se crean esfuerzos, los cuales se liberan violentamente cuando las rocas llegan a su punto de fractura. Esta situación

Produce terremotos que pueden llegar a ser de naturaleza variable. Un caso como este es lo que ocurre mayormente al norte de Venezuela.

3) Choques entre placas: Aquí se pueden dar tres situaciones:

-Choque de dos placas continentales, donde debido a su poca densidad ninguna se hunde, pero el choque hace que se arruguen formando una cadena montañosa, como la de los Himalayas y los Alpes, por ejemplo. Este tipo de choque también produce frecuentes terremotos.

-Choque entre una placa oceánica y una placa continental, ocurre que como la corteza oceánica es más densa, la placa subduce, regresa al manto y forma las grandes fosas que se han encontrado en los bordes de los océanos. Como consecuencia del choque se arruga la corteza y se forma una cadena montañosa. El choque de las dos placas y el descenso de la placa con corteza oceánica hacia las profundidades del planeta, también produce tensiones entre las rocas, que pueden llegar a provocar terremotos. Uno de los mejores ejemplos es la cordillera andina, desde Colombia hasta Chile.

-Choque de dos placas oceánicas: en este caso se hunde la más delgada o más densa de las dos. También ocurren terremotos y volcanes y se pueden originar islas volcánicas, como ocurre en las Antillas.

Los investigadores tienen varios argumentos para justificar el movimiento de las placas tectónicas:

- La salida del magma caliente empuja a las placas y las aleja unas de otras.
- La subducción en las fosas oceánicas arrastra al resto de la placa y la hace moverse.
- Las placas se mueven debido a que en el manto se forman corrientes de convección.

Esta última hipótesis es la más aceptada y significa que la roca del manto cercano al núcleo terrestre se calienta y, por lo tanto, se hace menos densa y sube. Al subir desplaza hacia abajo la roca más fría, que a su vez se calienta y sube. Se establece así un movimiento en circuito cerrado de la masa rocosa. Este movimiento empuja

entonces a las placas de arriba produciendo su desplazamiento. FUNVISIS (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela*. (Pág.13-16).

Acciones sísmicas

Son movimientos oscilatorios complejos de la corteza terrestre que pueden analizarse desde distintos puntos de vista según el objetivo del estudio, desde la naturaleza del mecanismo de generación o foco, las características del medio de transmisión de las ondas desde el foco hasta el punto de observación, de la distribución espacial y temporal de las componentes de desplazamientos, hasta aspectos estadísticos e históricos. *Acciones Sísmicas para Diseño Estructural*, Carlos A. Prato, Fernando G. Flores, 2007 (Pág.2)

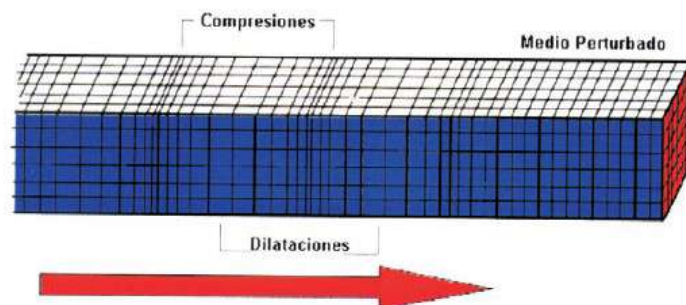
Ondas sísmicas

Son oscilaciones que se propagan desde una fuente (foco o hipocentro) a través de un medio material elástico (sólido y líquido) transportando energía mecánica. Se clasifican en Corpóreas y Superficiales. Las Corpóreas viajan por el interior de la Tierra y se clasifican en Primarias (P) y Secundarias (S). Las Superficiales, se desplazan por la superficie del planeta y se dividen en Ondas Love (L), llamadas así en honor al investigador que las descubrió, y Ondas Rayleigh (R), por la misma circunstancia. (*)

Las ondas sísmicas están constituidas por dos tipos bien diferenciados de movimientos:

Ondas de cuerpo: Son perturbaciones que se generan en el foco y se propagan sin ser afectadas por las condiciones de contorno de la corteza, tales como discontinuidades y bordes libres. En un medio elástico e isótropo es posible identificar dos tipos de ondas de cuerpo de naturaleza diferente. (**)

- Ondas Primarias (P): Son las primeras en alcanzar la superficie terrestre. Viajan a través de rocas sólidas y materiales líquidos, siendo sus vibraciones longitudinales.



Su efecto es similar a una estampida sónica que retumba y hace vibrar las ventanas. (*)

Ondas volumétricas, que se caracterizan por producir a su paso deformaciones volumétricas exclusivamente. (**)

- Ondas Secundarias (S): Viajan más lento que las ondas P, por lo que arriban con posterioridad a la superficie terrestre. Producen movimientos de las partículas sólidas en dirección perpendicular al sentido de propagación. No se propagan a través de las partes líquidas de la tierra. Su movimiento es de arriba abajo y de lado a lado, sacudiendo la superficie del suelo vertical y horizontalmente.

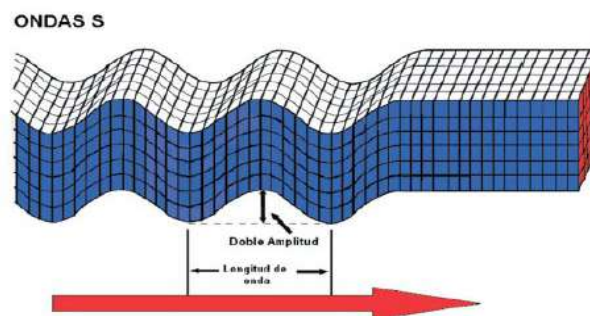


Figura 6. Ondas Secundarias (S). *La Investigación Sismológica en Venezuela* (Pág.17).2002

Este es el movimiento responsable del daño a las estructuras. (*)

Ondas de corte, o distorsionales, que se caracterizan por generar en el punto por el que atraviesan deformaciones del tipo distorsionales o desviadoras. Estas ondas tienen la característica de involucrar desplazamientos en un plano perpendicular a la dirección de propagación. (**)

Ondas superficiales: Son perturbaciones con una configuración más compleja y de gran diversidad, que se generan cuando ondas de cuerpo inciden en superficies libres.

La amplitud del movimiento asociada a este tipo de ondas disminuye con la distancia a la superficie. (**)

- Ondas Love (L): Su movimiento es el mismo que el de las Ondas S, sólo que restringido a los intervalos de interacción entre las diferentes capas de la superficie terrestre.

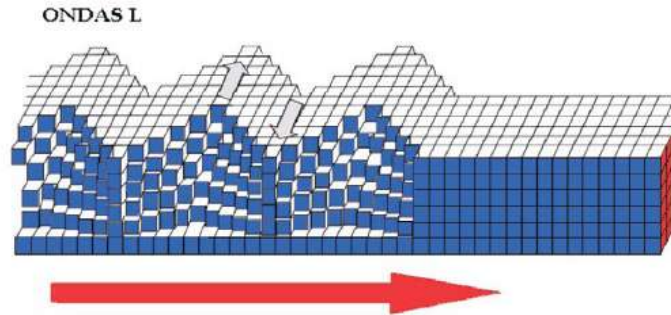


Figura 7. Ondas Superficiales Love (L). *La Investigación Sismológica en Venezuela* (Pág.18).2002
(*) Viajan más rápido que las Ondas Rayleigh. (*)

- Ondas Rayleigh (R): Tienen una trayectoria elíptica en el plano vertical orientado en la dirección en que viajan las ondas. (*).

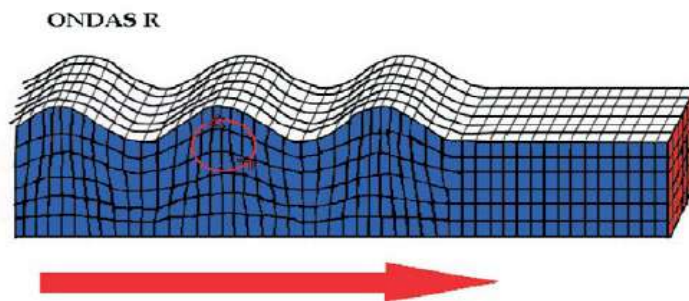


Figura 8. Ondas Superficiales Rayleigh (R). *La Investigación Sismológica en Venezuela* (Pág.18).2002
(*) FUNVISIS, *La Investigación Sismológica en Venezuela*, (2002).

(**) *Acciones Sísmicas para Diseño Estructural*, Carlos A. Prato, Fernando G. Flores, 2007.

Las réplicas

Son movimientos sísmicos que ocurren en la misma región en donde hubo un temblor o terremoto central (generalmente dentro de una longitud cercana de ruptura). Una réplica siempre es de menor magnitud que el sismo principal. En el caso de que una réplica tuviera una magnitud mayor que el sismo principal, es catalogada como el nuevo sismo principal, y el sismo principal original es considerado un sismo premonitor. *Wikipedia (replica)*.

Zonas de riesgo sísmico

Muchos de los terremotos que se producen en la tierra tienen lugar a las horas de contacto de dos placas litosféricas que chocan o que rozan lateralmente, ya que en estas zonas las rocas están sometidas a enormes presiones que las pueden romper, Estos lugares son los que tienen mas riesgo sísmico.

Conocer el grado de riesgo sísmico de una región es muy importante, sobre todo para las poblaciones asentadas en la zona.

Zonas sísmicas del mundo

Existen terremotos intraplaca, originados en fracturas en las regiones centrales y generalmente estables de las placas; pero la inmensa mayoría se producen en bordes de placa. Las circunstancias del clima y de la historia han hecho concentrarse una buena parte de la población mundial en las regiones más sísmicas de los continentes, las que forman los cinturones orogenéticos, junto a límites convergentes.

El Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico está situado en las costas del océano Pacífico y se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, lo que ocasiona una intensa actividad sísmica y volcánica en las zonas que abarca.

También llamado Cinturón Circumpacífico, incluye (en sentido antihorario) a Chile, Argentina, Bolivia, Perú, Ecuador, Colombia, Centroamérica, México, los Estados Unidos, Canadá, luego dobla a la altura de las Islas Aleutianas y baja por las costas e islas de Rusia, Japón, Taiwán, Filipinas, Indonesia, Papúa Nueva Guinea y Nueva Zelanda.

En esta zona las placas de la corteza terrestre se hunden a gran velocidad y a la vez acumulan enormes tensiones que deben liberarse en forma de sismos.

El Cinturón de Fuego es el resultado directo de la tectónica de placas, el movimiento y la colisión de las placas de la corteza terrestre.



La segunda región más sísmica es el cinturón Alpide, el cual se extiende desde Java a Sumatra a través del Himalaya, el Mediterráneo hasta el Atlántico. El cinturón de la dorsal Mesoatlántica es la tercera región más sísmica. Disponible en: http://es.wikipedia.org/wiki/Cintur%C3%B3n_de_Fuego_del_Pac%C3%ADfico

Los sismógrafos

Son instrumentos diseñados para captar y registrar el movimiento producido por un sismo, a objeto de transformarlo en un registro gráfico. Fueron ideados a finales del siglo XIX y con el paso del tiempo se han ido perfeccionando, al punto de contarse hoy en día con equipos altamente sofisticados. (*)

Un sismógrafo es un aparato que sirve para registrar la amplitud de las oscilaciones de un temblor de tierra o sismo. Los terremotos pueden producir oscilaciones del terreno en sentido vertical y horizontal, por tal motivo hay que registrar las oscilaciones en ambas direcciones.

Disponible en: <http://www.sabelotodo.org/aparatos/sismografo.html>)

Magnitud de los sismos

Mide la energía liberada y se expresa en la amplitud de las ondas sísmicas. El proceso de medición de la magnitud de un sismo ha pasado por diferentes etapas. En un primer momento la escala (ML) utilizada fue la de Richter (quien en 1930 introdujo el concepto de magnitud), pero la misma fue diseñada para medir los terremotos de California y resultó poco práctica para las realidades de otros países. Posteriormente, se extendió el concepto de magnitud y se crearon otros métodos para su estudio, tales como el de Magnitud por Ondas Superficiales (Ms), Magnitud por

Ondas de Cuerpo (Mb), Magnitud por Momento Sísmico (Mw) y Magnitud por Coda o duración (Mc). Los últimos dos sistemas son los más utilizados actualmente.

MI Magnitud Local (Richter) $M_I = \log A - \log A_0$

Ms Magnitud por Ondas Superficiales $M_s = \log A/T + \log D + 3.3$

Mb Magnitud por ondas de cuerpo (G y R) $M_b = \log A/T + Q(D, h)$

Mw Magnitud por Momento Sísmico $M_w = (2/3) \log M_0 - 10.7$

Mc Magnitud de Coda $M_c = -3.0 + 2.6 \log(T) + 0.001 D$

Intensidad de un sismo

La intensidad es una medida subjetiva de los daños ocasionados por un sismo sobre la población, las construcciones y la naturaleza misma. En 1902, Mercalli propuso una tabla de escala de intensidad, posteriormente modificada por Wood y Neumann en 1931. Esta escala es la más usada en América, mientras que en Europa se utiliza la MSK (por Medvedev, Sponhouer y Karnik). Ambas constan de 12 niveles. (*)

La escala Mercalli establece un límite, a partir del cual no es posible mayor destrucción.

Cuadro 1. Escala Mercalli

Escala Mercalli	
Grado I	Sacudida sentida por muy pocas personas en condiciones especialmente favorables.
Grado II	Sacudida sentida sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos altos de los edificios. Los objetos suspendidos pueden oscilar.
Grado III	Sacudida sentida claramente en los interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, muchas personas no lo asocian con un temblor. Los vehículos de motor estacionados pueden moverse ligeramente. Vibración como la originada por el paso de un carro pesado. Duración estimable

Grado IV	Sacudida sentida durante el día por muchas personas en los interiores, por pocas en el exterior. Por la noche algunas despiertan. Vibración de vajillas, vidrios de ventanas y puertas; los muros crujen. Sensación como de un carro pesado chocando contra un edificio, los vehículos de motor estacionados se balancean claramente.
Grado V	Sacudida sentida casi por todo el mundo; muchos despiertan. Algunas piezas de vajilla, vidrios de ventanas, etcétera, se rompen; pocos casos de agrietamiento de aplanados; caen objetos inestables. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos. Se detienen de relojes de péndulo.
Grado VI	Sacudida sentida por todo mundo; muchas personas atemorizadas huyen hacia afuera. Algunos muebles pesados cambian de sitio; pocos ejemplos de caída de aplanados o daño en chimeneas. Daños ligeros.
Grado VII	Advertido por todos. La gente huye al exterior. Daños sin importancia en edificios de buen diseño y construcción. Daños ligeros en estructuras ordinarias bien construidas; daños considerables en las débiles o mal planeadas; rotura de algunas chimeneas. Estimado por las personas conduciendo vehículos en movimiento.
Grado VIII	Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; considerable en edificios ordinarios con derrumbe parcial; grande en estructuras débilmente construidas. Los muros salen de sus armaduras. Caída de chimeneas, pilas de productos en los almacenes de las fábricas, columnas, monumentos y muros. Los muebles pesados se vuelcan. Arena y lodo proyectados en pequeñas cantidades. Cambio en el nivel del agua de los pozos. Pérdida de control en las personas que guían vehículos motorizados.
Grado IX	Daño considerable en las estructuras de diseño bueno; las armaduras de las estructuras bien planeadas se desploman; grandes daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. Los edificios salen de sus cimientos. El terreno se agrieta notablemente. Las tuberías subterráneas se rompen.

Grado X	<u>Destrucción de algunas estructuras de madera bien construidas; la mayor parte de las estructuras de mampostería y armaduras se destruyen con todo y cimientos; agrietamiento considerable del terreno. Las vías del ferrocarril se tuercen. Considerables deslizamientos en las márgenes de los ríos y pendientes fuertes. Invasión del agua de los ríos sobre sus márgenes.</u>
Grado XI	Casi ninguna estructura de mampostería queda en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el terreno. Las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio. Hundimientos y derrumbes en terreno suave. Gran torsión de vías férreas.
Grado XII	Destrucción total. Ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel (ríos, lagos y mares). Objetos lanzados en el aire hacia arriba.

Energía

La energía que se libera en la explosión de 1000 kilogramos de TNT (trinitrotolueno) es inmensa comparada con las energías encontradas en nuestras necesidades diarias. Por ejemplo, la detonación de una tonelada de TNT, libera 4 000 veces más energía que la necesaria para alzar un coche de 1 000 kilogramos de peso a una altura de 100 metros. Una buena manera de imaginarse la energía disipada por un terremoto según la escala de Richter es compararlo con la energía de la detonación de

Cuadro 2. Magnitud Richter- Equivalencia en TNT.)

veces.

Cuadro 2. Magnitud Richter- Equivalencia en TNT

Magnitud Richter	Equivalencia en TNT	Ejemplo
-1.5	1 gr	Romper una piedra
1.0	6 onz	Barreno pequeño
1.5	2 libras	
2.0	13 libras	
2.5	63 libras	
3.0	397 libras	
3.5	1000 libras	Mina
4.0	6 ton	
4.5	32 ton	Tornado
5.0	199 ton	

5.5	500 ton	Terremotos
6.0	1270 ton	
6.5	31550 ton	
7.0	199000 ton	
7.5	1 Megatón	
8.0	3.27 Megatones	
8.5	31.55 Megatones	
9.0	200 Megatones	
10.0	6300 Megatones	Falla de San Andrés
12.0	1 Gigantón	Romper la tierra en 2 o energía solar diariamente recibida

gr: un gramo.

Onz: onzas son 28.3595gr.

Libras: 16 onzas.

Ton: toneladas 2204.622 lb.

Megatones: 1 000 000 de toneladas.

Gigantón: 1.000 megatones.

Ingeniería Sismorresistente: es la rama de la Ingeniería Civil que se encarga de estudiar el comportamiento de las construcciones (edificios, puentes, presas de embalse, etc.) Ante sismos, así como los materiales y métodos constructivos, con el propósito de fijar pautas (que se traducen en reglamentos, recomendaciones, publicaciones, etc.), que permiten proyectar, construir y reforzar obras que se comporten adecuadamente ante los sismos, a fin de mitigar los efectos que estos fenómenos producen en las mismas.

(<http://www.inpres.gov.ar/seismology/linkppal.php>)

Sismorresistencia

Es una propiedad o atributo del que se dota a una edificación, mediante la aplicación de técnicas de diseño acordes con su configuración geométrica, y la incorporación en su constitución física de componentes estructurales que la capacitan para resistir las fuerzas que se presentan durante un movimiento sísmico, lo que se traduce en protección de la vida de los ocupantes y de la integridad del edificio mismo.

La sismo resistencia de una edificación dependerá, en gran medida, tanto del tipo

de materiales y componentes que la constituyan, como de la correcta relación entre ellos, es decir, no basta con dotar a la edificación de unos componentes resistentes, es necesario relacionarlos correctamente entre si para que toda la edificación se comporte de manera homogénea ante la presencia de fuerzas provenientes del sismo.

(*)

Falla

Es una discontinuidad que se forma por fractura en las rocas superficiales de la Tierra (hasta unos 200 Kilómetros de profundidad) cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas. La zona de ruptura tiene una superficie generalmente bien definida denominada plano de falla y su formación va acompañada de un deslizamiento de las rocas tangencial a este plano.

El movimiento causante de la dislocación puede tener diversas direcciones: vertical, horizontal o una combinación de ambas. En las masas montañosas que se han alzado por movimiento de fallas, el desplazamiento puede ser de miles de metros y muestra el efecto acumulado, durante largos periodos, de pequeños e imperceptibles desplazamientos, en vez de un gran levantamiento único. Sin embargo, cuando la actividad en una falla es repentina y brusca, se puede producir un gran terremoto, e incluso una ruptura de la superficie terrestre, generando una forma topográfica llamada escarpe de falla. El 18 de abril de 1906 la falla de San Andrés llamó dramáticamente la atención del mundo con un devastador terremoto de magnitud 8.1 en San Francisco, California. Esta gigantesca falla es el área de contacto, o frontera, entre dos de las grandes placas tectónicas: la del Pacífico y la de Norteamérica

- Plano de falla: Plano o superficie a lo largo de la cual se desplazan los bloques que se separan en la falla. Con frecuencia el plano de falla presenta estrías, que se originan por el rozamiento de los dos bloques.

- Labio levantado: También llamado Bloque Superior, es el bloque que queda por encima del plano de falla.

- Labio hundido: También llamado Bloque Inferior.

Falla de Úrica y Cerro Grande.

La falla de Úrica se observa desde la zona petrolera de Táchata, pasando seis Kilómetros al norte de la población de Santa Inés, y continúa, según la línea de afloramientos de la Formación Naricual, hasta cruzar el río Querecual, perdiéndose hasta el sur de Barcelona. La falla de Cerro Grande, (Bellizzia y Bellizzia, 1961), es considerada como la continuación septentrional de la falla de Úrica, que inicialmente funcionó como una falla transcurrente dextral, la cual evolucionó posteriormente como una falla inversa con el plano de falla buzando hacia el noreste.

A lo largo de la falla de Úrica se observan pliegues cónicos, como el que se encuentra en el Río Orégano y que afecta la sedimentación de la Formación Naricual (Mioceno inferior) en su nivel volcado. Este pliegue con su eje norte 60 grados este, con declive 45 grados noreste, constituye un ejemplo de estructuras parásitas, asociadas a una falla transcurrente mayor, su eje axial forma un ángulo de 45 grados con respecto al plano de falla de Úrica y corresponde correctamente a las estructuras previstas dentro del elipsoide de deformación (Harding, 1974). *“Caracterización Geofísica Mediante Estudio De Ruido Sísmico Ambiental, Área Metropolitana Del Estado Anzoátegui.”* Gascón Padrón Rosángela.

Subducción.

Una de las placas se dobla, con un ángulo pequeño, hacia el interior de la Tierra, introduciéndose por debajo de la otra. El límite viene marcado por la presencia de una fosa oceánica o fosa abisal, una estrecha zanja cada uno de cuyos flancos pertenece a una placa distinta. Hay dos casos que difieren por la naturaleza de la litosfera en la placa que recibe la subducción: puede ser de tipo continental, como ocurre en la subducción de la placa de Nazca bajo los Andes; o puede ser litosfera oceánica, en cuyo caso se desarrollan allí edificios volcánicos que forman un arco de islas. Las fosas oceánicas, y los límites que marca, tienen una forma curva, con una gran amplitud según corresponde a la sección de un plano inclinado, el plano de subducción, con la superficie.

Colisión.

Se originan cuando la convergencia facilitada por la subducción provoca la aproximación de dos masas continentales. Al final las dos masas chocan, levantándose un orógeno de colisión, con los materiales continentales de la placa que subducía tendiendo a ascender sobre la otra placa. Las mayores cordilleras, como el Himalaya o los Alpes se forman así.

El epicentro

Es el punto de la superficie terrestre situado directamente encima de él. Puede ser el lugar de mayores daños. Inicialmente, cuando se produce un terremoto, se desconoce la localización de su epicentro; pero se dispone de los en los que se registran con exactitud las ondas P y S en estaciones sísmicas localizadas con precisión. La diferencia de tiempo entre la llegada de las ondas S y las P se conoce como "diferencia de tiempo S-P". En la actividad "Gráfico Tiempo-Distancia", has construido un gráfico con el que ahora puedes medir la distancia entre la estación sísmica y el epicentro del terremoto.

El hipocentro

Es el punto del interior de la Tierra, donde se inicia un movimiento sísmico. También corresponde al punto en el cual se produce la fractura de la corteza terrestre, que genera un terremoto. En él se produce también la liberación de energía (es decir de donde se inicia el terremoto)

El epicentro es la proyección del hipocentro en la superficie terrestre; por lo tanto, el lugar donde el sismo se siente con mayor intensidad corresponde al punto en la superficie de la tierra ubicado directamente sobre el hipocentro. Como indican los correspondientes prefijos griegos, el hipocentro es un punto del interior de la litosfera, mientras que el epicentro está en la superficie de ésta. (*Wikipedia: hipocentro*).

Pasos para el Cálculo Sísmico de Edificaciones:

Los edificios están constituidos usualmente por estructuras aporticadas, es decir por vigas, columnas, losas y fundaciones. Y estas estructuras están sometidas a cargas verticales, tales como el peso propio de sus elementos y la sobrecarga de uso.

Pero además existen fuerzas horizontales como las del viento y el sismo, éstas últimas muy importantes a considerar. Los programas de cálculo de hoy desarrollan los denominados métodos matriciales, ó método de los elementos finitos, que permiten conocer los esfuerzos a través de hipótesis simples y combinadas de cada punto del elemento estructural considerado, como así también deformaciones y envolventes.

Las aceleraciones del suelo durante un terremoto pueden registrarse por medio de un aparato llamado **acelerógrafo**. Este consiste en una masa conectada con un resorte muy flexible a la base del aparato. La masa posee una pluma que registra sobre una cinta los movimientos relativos masa-base. El gráfico obtenido se denomina **acelerograma** y su eje horizontal representa el tiempo mientras que el eje vertical representa las aceleraciones del suelo.

La respuesta de una estructura frente a un sismo determinado dependerá de las características dinámicas de la misma. Estas son básicamente sus frecuencias propias de vibración y su amortiguamiento. Para comprender mejor esto puede analizarse un sistema con un grado de libertad. Este sistema puede ser representado como una masa unida a la base a través de un resorte y un amortiguador.

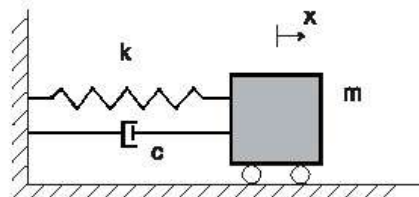


Figura 10. Oscilador simple.

Disponible en: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>[2011]

Las propiedades del oscilador son su masa m , su rigidez elástica k y su constante de amortiguamiento c . Si este oscilador se somete a un acelerograma el valor máximo de aceleración (o de velocidad, o de desplazamiento) que sufrirá la masa depende de su frecuencia y de su amortiguamiento.

Variando estas características del oscilador, varía la respuesta. Si se grafica el valor máximo de la respuesta obtenida, en función de la frecuencia del oscilador, se obtiene lo que se denomina **espectro de respuestas**. Las ordenadas del espectro de respuesta pueden ser aceleraciones, velocidades o desplazamientos de la masa. Las abscisas serán frecuencias, o bien su inversa: períodos. La respuesta de una construcción, puede estimarse a partir de espectros simples.

Para ello se considera que cada modo natural de vibración de la estructura se comporta como un oscilador simple, con su frecuencia propia. Combinando las respuestas de cada modo, puede estimarse la respuesta global. Este es uno de los procedimientos que se utilizan para evaluar la respuesta sísmica estructural y se lo denomina **análisis modal espectral**. Otros tipos de análisis se basan en utilizar directamente el acelerograma en vez del espectro de respuestas pueden ser aceleraciones, velocidades o desplazamientos de la masa. Las abscisas serán frecuencias, o bien su inversa: períodos. La respuesta de una construcción, puede estimarse a partir de espectros simples.

Para ello se considera que cada modo natural de vibración de la estructura se comporta como un oscilador simple, con su frecuencia propia. Combinando las respuestas de cada modo, puede estimarse la respuesta global. Este es uno de los procedimientos que se utilizan para evaluar la respuesta sísmica estructural y se lo denomina **análisis modal espectral**. Otros tipos de análisis se basan en utilizar directamente el acelerograma en vez del espectro de respuestas pueden ser aceleraciones, velocidades o desplazamientos de la masa. Las abscisas serán frecuencias, o bien su inversa: períodos. La respuesta de una construcción, puede estimarse a partir de espectros simples.

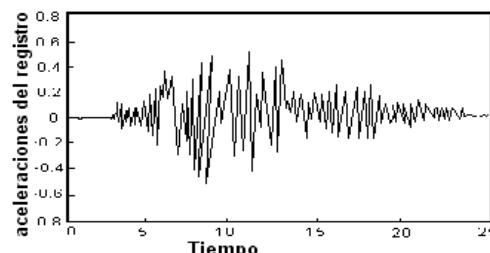


Figura 11. Acelerograma.

Disponible en: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>[2011]

Con la historia de aceleraciones de la base (que representa el acelerograma), se calcula paso a paso la respuesta de la estructura. Este procedimiento denominado **análisis paso a paso** es más general que el anterior permitiendo el estudio de

respuestas no-lineales. Finalmente hay procedimientos prácticos simplificados que se utilizan para el cálculo, utilizando el sistema de fuerza estática equivalente a la acción sísmica, tal es el caso del **Método Estático**, aplicable a los edificios corrientes.

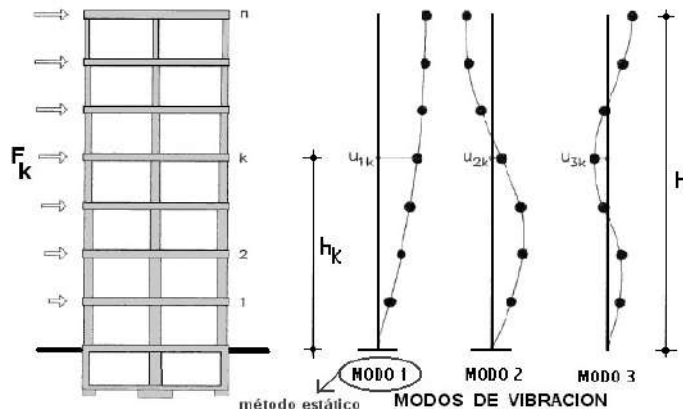


Figura 12. Modos de vibración.

Disponible en: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>[2011]

Métodos de Análisis del Efecto Sísmico

Métodos dinámicos:

- Análisis Modal Espectral.
- Superposición Modal Paso a Paso.
- Integración Directa Paso a Paso.

Procedimiento con Fuerzas estáticas equivalentes:

- Método Estático.

El Método Estático:

Podemos representar con aproximación a las fuerzas provocadas por el movimiento sísmico en fuerzas horizontales aplicadas en las losas o entrepisos en las dos direcciones ortogonales, ya que si bien el fenómeno sísmico es eminentemente dinámico, pues interviene el tiempo.

Este procedimiento es aplicable, en general, a estructuras de configuraciones regulares de distribución de rigideces y masas, tanto en planta como en elevación.

Análisis de Cargas y Predimensionado:

Como dijimos, la fuerza sísmica equivalente será proporcional al peso del edificio, por lo que debemos calcular el peso del mismo. Por lo tanto haremos el

correspondiente análisis de cargas verticales de la estructura, de manera de obtener como primer paso el peso por nivel, las cargas que recibirán las vigas y las que se repartirán a las columnas, y como primera estimación el correspondiente Predimensionado de la estructura.

Peso del Edificio:

El peso del edificio se calcula por:

$$W = G + n \cdot L$$

G: peso propio.

L: carga accidental o sobrecarga de uso.

n: factor de simultaneidad ó de participación de las sobrecargas de servicio (porcentaje según el destino del local)

Coefficiente Sísmico de Diseño:

El Coeficiente Sísmico de diseño está dado por:

$$C = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R}$$

S_a: factor que depende del tipo de suelo y el período de vibración del edificio. Es la pseudo-aceleración sísmica, es decir la aceleración expresada como una fracción de la gravedad.

γ_d: valor que depende del Destino del edificio.

R: factor de reducción por disipación de energía, es decir cuanto más capacidad de disipación de energía tenga la estructura mediante deformaciones inelásticas, más influencia tendrá sobre la valoración de fuerzas sísmicas, su valor depende de la 'ductilidad' global **μ** de la estructura.

T: es el período fundamental del edificio (corresponde al primer modo de vibración:

T₁: período correspondiente al comienzo del plafón de aceleraciones (valor que depende de la zona sísmica y tipo de suelo).

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T_0}{T_1} \quad \text{para } T_0 < T_1$$

$$R = \mu \quad \text{para } T_0 \geq T_1$$

El **Amortiguamiento** es la capacidad del edificio a neutralizar o suprimir la vibración, y por lo tanto, a disipar energía.

Período Fundamental del Edificio:

El período del edificio está dado en segundos y vale según la fórmula empírica:

$$T_0 = \frac{H}{100} \sqrt{\frac{30}{L} + \frac{2}{(1 + 30d)}}$$

H: altura del edificio.

L: dimensión en planta del edificio en la dirección del movimiento sísmico.

d: relación entre la sección horizontal de muros (en esa dirección) y el área total en planta. Debe considerarse sólo los muros vinculados rígidamente a la estructura principal y que se prolonguen a lo largo de toda la altura H.

Como **fórmula aproximada** para estimar en forma sencilla el período de la construcción, podemos adoptar:

$$T = a \times N$$

N: el nº de pisos del edificio.

a: un factor que es:

a=0.05 para estructura de muros de mampostería.

a= 0.064 para pórticos de Ho Ao.

a= 0.08 para pórticos de acero.

Ductilidad Global de la Estructura (μ):

Es la capacidad que deben tener los componentes de sistema de resistencia sísmica de deformarse sin pérdidas apreciable en su capacidad resistente.

La **Ductilidad Global** aumenta a medida que la estructura es más regular, es decir que la estructura posea una distribución lo más uniforme posible de resistencia y rigidez en elevación, evitando se produzcan deformaciones plásticas en zonas localizadas.

Esfuerzo de Corte Basal

Asociemos el edificio a una barra empotrada al suelo, cuanto más pesado sea el edificio o mayor masa tenga, mayor será la fuerza horizontal equivalente que tienda a

moverlo, su mayor desplazamiento estará en el último piso y su mayor valor de corte estará en la base empotrada. Ese corte en la base o **corte basal** del edificio valdrá:

$$V_0 = C \cdot W$$

C: Coeficiente Sísmico de diseño.

W: peso del edificio.

Distribución del Corte en altura:

El esfuerzo de corte en la base o fuerza sísmica horizontal resultante V_0 que actúa sobre el edificio según la dirección de análisis considerada se distribuye en función de la altura, obteniéndose así un sistema de fuerzas horizontales que se considera equivalente a la acción sísmica.

Estas fuerzas actúan en los puntos en que se han supuesto las cargas gravitatorias, es decir a nivel de los entrepisos y techo del edificio. En un nivel genérico, la **fuerza sísmica por entrepiso** vale:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_0$$

W_i , W_k : cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i ó k , respectivamente.

h_i , h_k : las alturas de los niveles i ó k medidas a partir del nivel basal (nivel 0)

V_0 : esfuerzo de corte basal de la construcción.

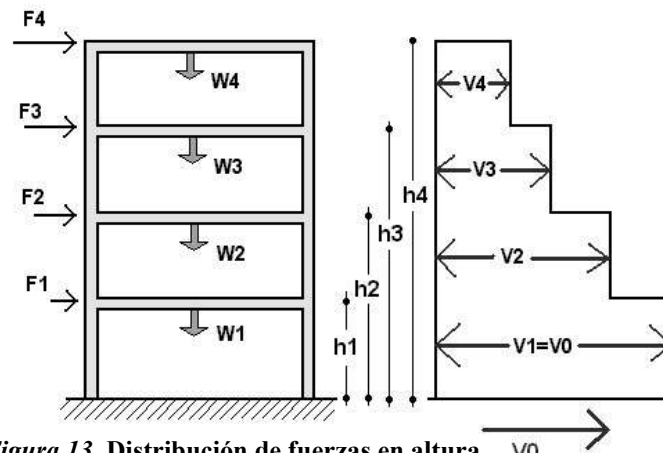


Figura 13. Distribución de fuerzas en altura.

Disponible en: [http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/\[2011\]](http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/[2011])

Esfuerzo de Corte Traslacional:

Una vez determinadas las fuerzas sísmicas horizontales F_i , se puede obtener el esfuerzo de corte traslacional V_k en el nivel genérico mediante la expresión:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

V_k : esfuerzo de corte en el nivel k .

F_i : la fuerza horizontal aplicada en el nivel i .

Este cortante traslacional o directo se distribuye a los elementos resistentes de los pórticos (columnas, tabiques) mediante la expresión:

$$Q_{dir i} = \frac{Q_i \cdot K_i}{\sum K_i}$$

Que indica que cada elemento resistente toma, según su rigidez, un porcentaje del cortante del nivel considerado.

Q_i : esfuerzo de corte en el nivel i .

K_i : rigidez del elemento k en el nivel i .

$\sum k_i$: sumatoria de las rigideces de los elementos k en el nivel i .

Momentos de Inercia y Rigideces:

Para la aplicación del método estático usaremos repetidamente en algunas fórmulas y cálculos los Momentos de Inercia y Rigideces de las vigas y las columnas (ó tabiques), y además la Rigidez de un Pórtico y la Rigidez de un Entrepiso, por lo que definiremos ahora dichas expresiones.

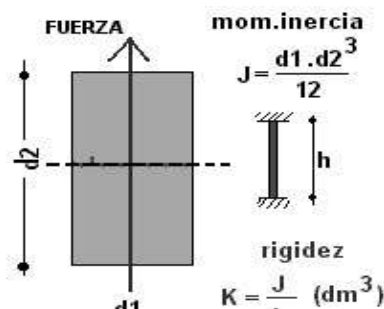
El momento de inercia de una viga (dm^4)

$$J_v = (b \times d^3)/12$$

Y su Rigidez Geométrica

$$R_v = J_v / L \text{ (dm}^3\text{)}.$$

Para Columnas la figura:



La **rigidez de un pórtico** en un nivel n (en la dirección x ó y) será la suma de las rigideces de las columnas de dicho pórtico en dicho nivel. Calcularemos la rigidez (Ton/dm) de las columnas (biempotradas) con esta expresión:

$$R = \frac{12EJ}{h^3}$$

E: Módulo de elasticidad del concreto.

J: Momento de Inercia de las columnas.

h altura de la columna en el nivel considerado.

La **Rigidez de un Tabique** está dado por:

$$R_{\text{tab}} = \frac{Ph^3}{3EJ} + \frac{kPh}{GA}$$

P: fuerza horizontal unitaria (1 Ton).

h: altura del tabique hasta el nivel considerado.

E: modulo de elasticidad del hormigón.

J: momento de inercia de la sección del tabique.

K: coeficiente de forma (sección rectangular = 1.2).

G: módulo de elasticidad transversal ($G = E/4$).

A: área de la sección del tabique.

La **Rigidez de un Entrepiso** (Ton/ dm) la calcularemos con la siguiente expresión:

$$R_{\text{entrepiso}} = \frac{12E}{h^2 \left[\frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_v} \right]}$$

E: Módulo de elasticidad del concreto.

H: altura del entrepiso en dm.

$\sum k_c$: sumatoria rigideces geométricas de columnas (por debajo) del entrepiso considerado.

$\sum R_v$: sumatoria rigideces geométrica de vigas del entrepiso.

La Rigidez de un Entrepiso se puede calcular también mediante las **fórmulas de Wilbur**, pero no las citaré por ser de muy laborioso desarrollo
La **Rigidez Relativa** (adimensional) =

Rigidez Columna

$\sum \text{Rigideces Columnas del E.P.}$

Centro de Masas y Centro de Rigidez

Los elementos principales que absorben las fuerzas sísmicas horizontales son, evidentemente, las columnas y los tabiques de hormigón. Cada elemento de la construcción posee una RIGIDEZ en cada nivel, entendiéndose por tal a la fuerza necesaria que hay que aplicarle a ese nivel para provocarle un desplazamiento unitario con respecto al nivel inferior. Por lo tanto conocida la rigidez de los elementos de un nivel se puede conocer la Rigidez del nivel. Y sin mayor dificultad encontrar el **Centro de Rigidez** del edificio, es decir el punto en el cual debería aplicarse la fuerza para que se produjera igual deformación en todos los elementos resistentes paralelos a la misma.

$$X_{rig} = \frac{\sum R_{iy} \cdot X}{\sum R_{iy}}$$

$$Y_{rig} = \frac{\sum R_{ix} \cdot Y}{\sum R_{ix}}$$

X rig: Abscisa del centro de rigidez.

Y rig: Ordenada del centro de rigidez.

Rix: Rigidez de cada pórtico en la dirección X.

Yi: distancia del pórtico al eje Y de referencia.

La resultante de la masa o el peso del edificio cae sobre el **Centro de Masas** del edificio, y la fuerza sísmica, proporcional a la masa del edificio, está aplicada justamente en dicho Centro de Masa, que lo calculamos aplicando las áreas (si los pesos son uniformes) por las distancias a los ejes de referencia.

$$X_{\text{masa}} = \frac{\sum \text{Area } i \cdot X_i}{\sum \text{Area } i}$$

$$Y_{\text{masa}} = \frac{\sum \text{Area } i \cdot Y_i}{\sum \text{Area } i}$$

Excentricidad y Momento Torsor:

De no coincidir el Centro de Gravedad del piso con el Centro de Rigidez se formará una cupla constituida por la fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad o masa y su correspondiente reacción aplicada en el centro de rigidez. Este fenómeno hará trabajar a la estructura a la torsión, trabajo que se amplificará cuanto mayor sea la dimensión del edificio medida sobre la normal del sentido en que se considera al sismo. La distancia que existirá entre el centro de masas (o recta de acción del esfuerzo de corte en esa dirección) y el centro de rigidez es la 'excentricidad'.

$$e_x = X_{\text{masa}} - X_{\text{rigidez}}$$

$$e_y = Y_{\text{masa}} - Y_{\text{rigidez}}$$

Para el caso de estructuras con dos ejes de simetría (excentricidad no mayor al cinco por ciento de L)

Momento Torsor que provoca dicha excentricidad vale:

$$M_{tk} = (1.5 e_1 + 0.1 L) \cdot V_k$$

$$M_{tk} = (e_1 - 0.1 L) \cdot V_k$$

Para el caso de estructuras asimétricas (excentricidad no mayor al 25% de L) el Momento valdrá:

$$M_{tk} = (1.5 e_1 + 0.07 L) V_k$$

$$M_{tk} = (e_1 - 0.07 L) V_k$$

e_i: excentricidad.

L: máxima dimensión en planta medida perpendicular a la dirección considerada.

V_k: corte en el nivel k.

De esta manera tendremos para cada pórtico dos valores del Momento torsor por cada nivel y en ambas direcciones x é y. El primer M_{tk} se lo considera como primer giro y su valor siempre es positivo. El segundo puede ser negativo, positivo o nulo. Se adopta el valor que resulte más desfavorable de los dos, es decir aquel que, según el sentido de giro, acompañe la dirección del corte traslacional o corte directo, de manera que lo incremente; al otro valor no se lo considera.

Corte por Torsión:

Habiendo excentricidad en alguna de las direcciones ortogonales o en ambas, se deberá calcular el esfuerzo de Corte Rotacional que produce el momento torsor del punto anterior, cuya expresión será:

$$Q_{tor i} = M_{tor i} \cdot \frac{K_i \cdot d_i}{\sum K_i \cdot d_i^2}$$

K: rigidez del elemento estructural (pórtico P_{x1} P_{x2}...P_{y1} P_{y2}...).

d: distancia entre el elemento estructural y el Centro de Rigidez en la dirección considerada.

ΣK_i d_i²: Sumatoria (en ambos sentidos x é y) del producto de las rigideces por la distancia al cuadrado.

De esta forma quedan determinados los cortantes traslacionales o directos y los cortantes por torsión. Por lo tanto el cortante final por nivel será la suma del corte traslacional más el rotacional:

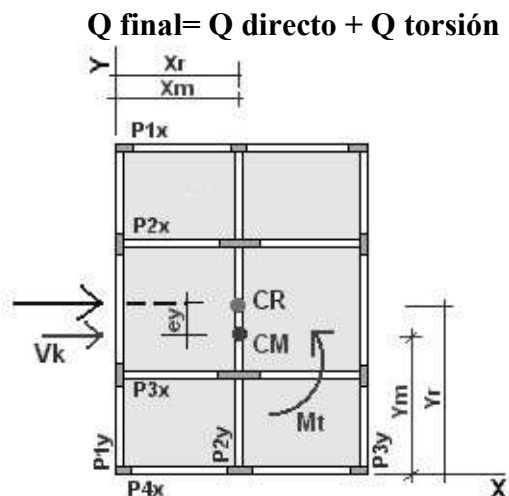


Figura 15. Corte por Torsión. Disponible en: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>[2011]

Distorsión Horizontal de Piso

A los fines de evitar daños a los elementos denominados no estructurales, asegurar las condiciones de estabilidad y resistencia de las estructuras, y además tener en cuenta el efecto de martilleo entre construcciones vecinas, es necesario controlar las deformaciones laterales de las estructuras.

La Distorsión horizontal de piso provocada por la excitación sísmica, se define como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, dividida por la distancia entre dichos niveles.

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

θ_{sk} : la distorsión horizontal de piso.

$\delta_k - \delta_{k-1}$: los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, respectivamente.

h_{sk} : distancia entre los niveles considerados

Δ_{sk} : deformación relativa del piso.

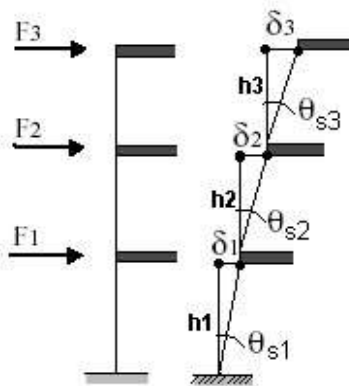


Figura 16. Distorsión Horizontal de Piso.

Disponible en: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>[2011]

Ahora bien, los desplazamientos horizontales se calculan dividiendo la Fuerza sísmica del nivel considerado sobre la rigidez del entrepiso.

$$\delta_k = F_k / R_k.$$

$\theta_{sk} \times \mu$ ---->nos dará un valor que compararemos con los valores límites de la tabla según estemos en la condición (D) ó (ND).

Condición D = existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura.

Condición ND = cuando los elementos no estructurales están unidos a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta.

Distribución del Corte Total a los Pórticos:

Una vez que hemos determinado los esfuerzos de corte finales (fuerzas sísmicas horizontales) para cada entrepiso, es necesario distribuirlos a los pórticos, es decir a los planos sismorresistentes, en ambas direcciones x é y. Para ello será necesario calcular la rigidez de las vigas y columnas, éstas últimas absorberán el corte proporcional a sus rigideces relativas.

Una vez obtenidas las rigideces, ya será posible calcular el pórtico, esto es determinar momentos flectores y cortantes para las vigas y momentos flectores, esfuerzos normales y cortantes en columnas para las Cargas Gravitatorias (verticales), después del correspondiente análisis de cargas y predimensionado hecho al principio, habremos calculado ya los momentos flectores en las vigas y en las columnas, los esfuerzos de corte en las vigas y los esfuerzos normales en las columnas.

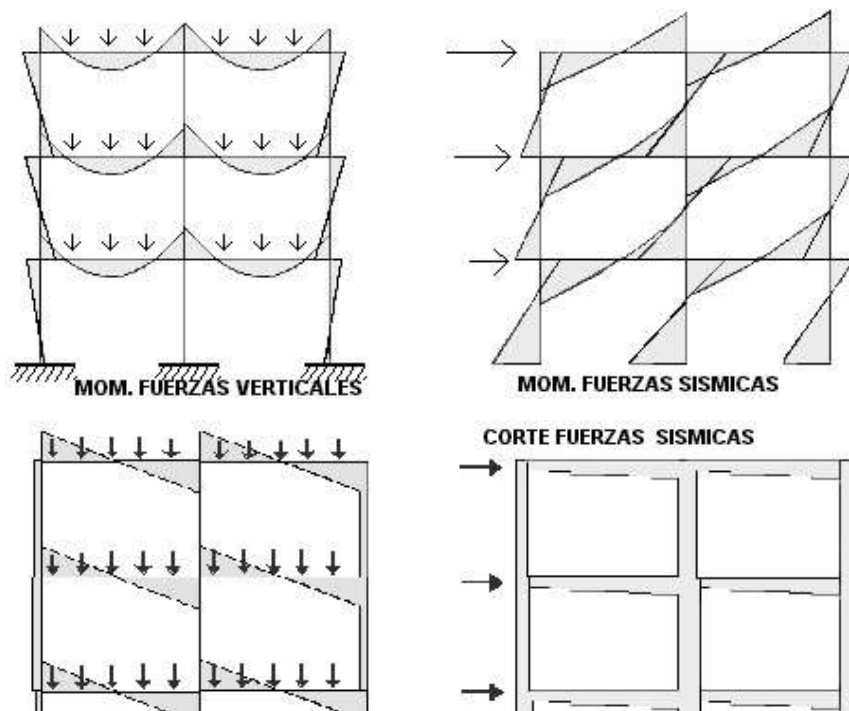


Figura 17. Diagramas de corte y momentos.

Disponible en: [http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/\[2011\]](http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/[2011])

Estos se superpondrán a los que se obtendrán de la resolución del pórtico para la obtención de las solicitaciones finales. Por último se obtendrán los valores finales de diseño a través de la combinación más desfavorable de los valores de cargas gravitatorias y sísmicas.

Resolución de Pórticos: Método Simplificado.

Como dijimos, resolver un pórtico, implica obtener los valores de los momentos flectores, esfuerzos de corte en las vigas y columnas, y los esfuerzos normales en las columnas, producidos por las fuerzas sísmicas horizontales. Una forma de resolver un pórtico es el **método simplificado** (existen otros métodos como los de Bowman, Kani, del Factor, Takabeya, Relajaciones ó Iteración), que se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) Los puntos de inflexión de las columnas se ubican a mitad de la altura de las mismas, excepto la PB al 60 por ciento de la altura ($0.6 h$) hacia arriba y el último piso al 60 por ciento hacia abajo.
- 2) El esfuerzo de corte en un piso cualquiera (igual y opuesto a la suma de las solicitaciones horizontales que actúan por encima del mismo) se reparte entre sus columnas en proporción a sus rigideces relativas.

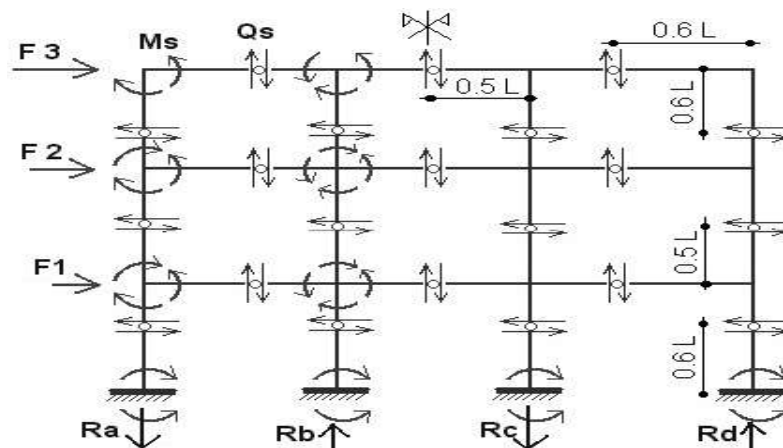


Figura 18. Momentos en las columnas. [http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/\[2011\]](http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/[2011])

3) Para las vigas exteriores el punto de inflexión se ubica a $0.60 L$ a partir de su apoyo exterior.

4) En vigas interiores el punto de inflexión se encuentra en el centro del tramo.

5) En los puntos de inflexión el $Mom = 0$, un punto de inflexión es equivalente a una articulación, ya que ésta transmite también sólo fuerzas y no momentos.

6) En los nudos la sumatoria de los momentos es cero, es decir equilibrio de nudos. Los momentos en cabeza y pie de columnas se equilibran con los del extremo de las vigas que concurren al mismo.

Valores Finales de Diseño:

Una vez resuelto el pórtico, en ambas direcciones, se tendrán finalmente los esfuerzos finales por cargas gravitatorias y por cargas sísmicas. La combinación más desfavorable de estos 4 valores serán las solicitaciones últimas a través de las expresiones

$$1.3 E_w \pm E_s$$

$$0.85 E_w \pm E_s$$

Pero en la práctica es suficiente con adoptar sólo 2 valores:

$$1.3 E_w + E_s \text{ (valor máximo positivo).}$$

$$0.85 E_w - E_s \text{ (valor máximo negativo).}$$

E_w : solicitaciones por cargas gravitatorias (momentos M_w , cortantes Q_w y cargas axiales N_w).

E_s : solicitaciones por cargas sísmicas (momentos M_s y cortantes Q_s y esfuerzos axiales N_s).

Los Momentos últimos de las columnas y Cortantes últimos de las vigas y columnas (M_u y Q_u) se multiplican para el diseño por 1.25, es decir se amplifican

para facilitar la formación de rótulas plásticas en las vigas, o sea se refuerza la estructura de las columnas en los nodos.

De manera que los valores máximos positivos corresponden a la cara traccionada en columnas y los valores máximos negativos a la cara comprimida (pero esto es en los dos sentidos del sismo), o sea sismo izquierda y sismo derecha. Las solicitaciones combinadas son solicitaciones últimas, es decir deben realizarse para comprobar la estructura frente a estados límites últimos, por ese motivo no están afectados por coeficientes de seguridad en la expresión anterior.

Ing. Daniel Heinzmann - Ing. Pablo Valerotto – Ing. Rubén Ramello (2000)
Disponibile en: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>[2011]

El Aula Sísmica “Madeleilis Guzmán”

Programa desarrollado por FUNVISIS constituye parte de un servicio de información y atención a las comunidades.

El taller comprende nociones elementales sobre lo que es un sismo, las placas tectónicas y su movimiento, el sistema de fallas venezolanas, ingeniería sismorresistente y prevención sísmica: qué se debe hacer antes, durante y después en la escuela, el trabajo y en el hogar. Como el hogar es el asiento, por naturaleza, de la educación y como de lo que se trata es de asumir una actitud preventiva en todo tiempo y lugar, cuyos primeros fundamentos se deben dar al calor de la familia pasamos a detallar algunas de las acciones a seguir en ese ámbito antes, durante y después de un sismo o terremoto.

¿Por que el nombre "MADELEILIS GUZMÁN"?

El 9 de julio de 1997, a las 3:23 p.m., la noticia de un sismo en el pueblo de Cariaco, estado Sucre, recorrió toda Venezuela. Las noticias posteriores dieron cuenta de la muerte de una maestra que en la Escuela Básica Valentín Valiente, ofrendó su vida por salvar la de dos de sus alumnas María Angélica y Gregoriana, quienes se habían quedado en el recinto. Madeleilis del Valle Guzmán Castillo murió tapiada al desprenderse el techo de la escuela, pero su gesto no resultó en vano... María Angélica y Gregoriana resultaron ilesas, por cuanto la maestra las

cubrió con su generoso cuerpo. En homenaje a esta valerosa mujer, nacida en Cariaco el 15 de enero de 1959, se erigió el Aula Sísmica, la cual en cada una de sus actividades la recuerda, la honra y la distingue.

FUNVISIS, La Investigación Sismológica en Venezuela, (2002).

Bases Legales

NORMA COVENIN 1756-82 Edificaciones Antisísmicas.

COVENIN 1756:1998 Edificaciones Sismorresistentes (Provisional).

COVENIN-MINDUR 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes.

COVENIN 1753-2005 Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño.

Definición de Términos

Acción sísmica: acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos trasnacionales y los rotacionales respecto al eje vertical. NORMA COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Amenaza sísmica: Amenaza natural que se cuantifica por el valor esperado de futuras acciones sísmicas y se expresa en términos de sus probabilidades de excedencia. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Acciones permanentes. Representa las cargas gravitatorias debidas al peso de todos lo componentes estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquier otra carga de servicio fija. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Acciones variables. Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Acciones de diseño. Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Adecuación. Acciones constructivas destinadas a reducir la vulnerabilidad sísmica de una edificación, tales como: modificaciones, rehabilitación, reforzamiento, aislamiento sísmico de uso de disipadores de energía. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Análisis dinámico. En sistemas elásticos de un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Análisis postsísmico. Análisis estático de la estabilidad con posterioridad a un sismo, tomando en consideración los eventuales cambios de la resistencia del suelo como consecuencia de dicho sismo. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Cedencia. Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Centro cortante. Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerado que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centro masa respectivos. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Centro de rigidez de un nivel. Punto del nivel donde el aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Coeficiente de aceleración horizontal. Coeficiente de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Coeficiente de amortiguamiento. Mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Coeficiente sísmico. Coeficiente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Conexión. Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. COVENIN 1756-01 (Pág. 3).

Confiabilidad. Probabilidad de no excedencia de un determinado estado límite. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Centro Instantáneo De Rotación: (C.I.R)

En el movimiento plano de un cuerpo rígido, siempre existe un punto de él (o de una extensión rígida de él) que tiene velocidad instantánea nula y en consecuencia el movimiento equivale a una pura rotación instantánea del cuerpo en torno de ese punto. Tal punto se conoce como centro instantáneo de rotación.

El centro instantáneo de rotación de un cuerpo en movimiento plano se define como el punto del cuerpo que tiene velocidad cero en el instante considerado. Este punto puede estar ubicado dentro o fuera del cuerpo (en el cuerpo extendido).

Se puede considerar entonces que todo el cuerpo gira instantáneamente alrededor del C.I.R. y, en consecuencia, la velocidad de cualquier punto P del mismo será igual al producto de la velocidad angular del cuerpo por el vector posición dirigido del C.I.R.

Columna: Miembro estructural utilizado principalmente para soportar cargas de compresión, acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos tres veces su menor dimensión transversal. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 4).

El **coeficiente de seguridad**: (también conocido como factor de seguridad) es el cociente entre un número que mide la capacidad máxima de un sistema dividido de los requerimientos teóricos o asumidos como usuales. En ingeniería, arquitectura y otras ciencias aplicadas es común que los cálculos de dimensionado de elementos o componentes de maquinaria, estructuras constructivas, instalaciones o dispositivos en general, incluyan un coeficiente de seguridad que garantice que en bajo desviaciones aleatorias de lo previsto exista un margen extra de prestaciones por encima de las mínimas estrictamente necesarias.

Concreto armado: Concreto que contiene el refuerzo metálico adecuado, diseñado bajo la hipótesis que los dos componentes actuarán conjuntamente para

resistir las solicitaciones a las cuales está sometido [5,2*]; "reinforced concrete". *Terminología De Las Normas COVENIN-MINDUR De Edificaciones*, 2004-98 (Pág. 9).

Cortante basal: La fuerza total sísmica en la base de la estructura se conoce como cortante basal.

$V = \text{cortante basal} \approx \text{fuerza total en la base}$

El cortante basal se puede determinar por métodos aproximados utilizando la siguiente ecuación derivada de la segunda Ley de Newton:

$$V = W.S_a$$

Donde S_a es un coeficiente sísmico (adimensional) que representa la aceleración con que responde la edificación a un movimiento de su base. Se expresa como una fracción de la gravedad y depende de la estructura analizada y de la zona donde se encuentre localizada.

Cuantía geométrica: Parámetro adimensional que relaciona el área del acero de refuerzo con el área de concreto, total o útil. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 5).

Cuantía mecánica: En concreto reforzado, parámetro adimensional que resulta de multiplicar la cuantía geométrica por la razón entre las resistencias especificadas del acero de refuerzo y el concreto estructural. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 5).

Demanda de ductilidad. Coeficiente entre el máximo valor del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su respuesta sísmica y el desplazamiento cedente. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Deriva. Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Diagrama. Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Edificación. Es una estructura que posee diagramas, que compatibilizan los desplazamientos horizontales de los miembros que llegan a ese nivel. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Efectos de columna corta. Marcada reducción de la longitud libre de columnas por efectos de restricciones laterales. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Efecto $P-\Delta$. Efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Entrepisos. Espacio entre dos pisos consecutivos. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Entrepiso blando. Configuración caracterizada por una marcada diferencia de rigideces entre niveles adyacentes. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Entrepiso débil. Configuración caracterizada por una marcada diferencia de resistencias entre niveles adyacentes. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Espectro de diseño. Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Espectro de respuestas. Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Estudios de sitio. Evaluación del peligro sísmico tomando en consideración las condiciones locales del sitio. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Excentricidad accidental. Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debidos a: irregularidades en la distribución de masas y rigideces, y a la excitación rotacional del terreno. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Excentricidad dinámica. Cociente entre el momento torsor proveniente de un análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, calculado respecto al centro de rigidez, y la fuerza cortante en ese nivel. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Excentricidad estática. Distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Epicentro: El punto de la superficie de la Tierra que se conecta en línea recta con el foco o hipocentro de un sismo. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Falla: Discontinuidad a lo largo de la cual ha ocurrido movimiento en sentido paralelo a la superficie de fractura. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS)

Factor de amplificación dinámico. Cociente entre la excentricidad dinámica y la excentricidad estática. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Factor de reducción de respuesta. Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Fuerza de diseño. Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Fuerzas sísmicas. Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las solicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Foco o hipocentro: Idealización puntual del lugar en el interior de la tierra donde se da la ruptura que da lugar a un terremoto. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Momento torsor. Suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluso éste, mas el momento torsor normal a ese nivel, de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Movimientos de diseño. Movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea suficientemente pequeña durante la vida útil de la edificación; están caracterizados por sus espectros de respuestas. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Muros estructurales. Muros especialmente diseñados para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por los movimientos sísmicos y/o las acciones gravitacionales. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Magnitud: Medida de la fuerza de un terremoto o la energía cinética que genera. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Nivel de base. Nivel de la edificación donde se admite que las acciones sísmicas se transmiten a la estructura. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Nivel de diseño. Conjunto de requisitos normativos asociados a un determinado factor de reducción de respuestas, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en esta Norma. COVENIN 1756-01 (Pág.4).

Losa maciza: Estructura monolítica de dimensiones que por su geometría y condiciones de apoyo está reforzada preponderantemente en una dirección. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 5).

Losa nervada: Estructura formada por un sistema de nervios paralelos, conectados por una losa maciza de pequeño espesor. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 6).

Losa reticular: Placa nervada con nervios en dos direcciones ortogonales separados a distancias normalizadas. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 6).

Par torsor. Vector momento normal al plano del nivel considerado y referido a su centro de rigidez. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Perfil geotécnico. Es la representación bidimensional de las condiciones geotécnicas de un lugar que incluye la estrategia y la geometría de los depósitos de suelos, además de los parámetros mínimos necesarios para su caracterización. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Peligro sísmico. Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.

Piso. Cada uno de las plantas que integran la edificación. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Pedestal: Miembro vertical de compresión cuya relación de altura libre a la menor dimensión lateral promedio no exceda 3. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 6).

Pórticos diagonalizados. Sistemas tipo celosía vertical o equivalentes, dispuestos para resistir las acciones sísmicas y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Pórticos arriostrados: Pórticos cuyo desplazamiento lateral y resistencia a cargas laterales se controla por medio de miembros diagonales o en celosía vertical o

equivalentes, sometidos principalmente a fuerzas axiales. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 7).

Pórticos desplazables: Son pórticos cuyos desplazamientos laterales pueden alcanzar valores significativos. Generalmente son pórticos no arriostrados. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 8).

Pórticos no desplazables: Pórticos cuyo desplazamiento lateral y resistencia a las cargas laterales se controla por las dimensiones de sus miembros y nodos, o por la incorporación de miembros de arriostramiento o vinculándolos a muros estructurales, en cuyo caso se llaman pórticos arriostrados. NORMA COVENIN 1753-05 (Pág. 8).

Placa tectónica: Porción individual de litosfera que se mueve sobre la astenósfera. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Plano de falla: Plano de mayor coincidencia con la ruptura en superficie de una falla. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Ondas love: Ondas sísmicas superficiales con movimiento solo horizontal de cizalla normal a la dirección de propagación. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Ondas P: La primera onda, o la más rápida, viajando desde el lugar del evento sísmico a través de las rocas y que consiste en un tren de compresiones y dilataciones del material. Pueden viajar a través de los sólidos, líquidos y gases. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Ondas Rayleigh: Ondas sísmicas superficiales de amplitud decreciente con la profundidad; el movimiento de las partículas es elíptico retrogrado y ocurre en un plano vertical que contiene la dirección de propagación. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Ondas S: Ondas sísmicas secundarias, viajan más lento que las ondas P, consisten en vibraciones elásticas transversales a la dirección de recorrido. No pueden propagarse en líquidos. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Onda sísmica: Onda elástica, normalmente generada por un terremoto o una explosión. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Pangea: Nombre propuesto por Alfred Wegener para un supercontinente, compuesto de todas las masas de tierra que existían al final de la era Paleozoica. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Radio de giro inercial. Es la raíz cuadrada del cociente entre la inercia rotacional respecto al centro cortante y la masa, para cada planta de la edificación. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Radio de giro torsional. Es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez torsional respecto al centro cortante y la rigidez lateral en la dirección considerada, para cada planta de la edificación. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Reforzamiento. Acciones constructivas para mejorar la capacidad sismorresistente de la edificación mediante la modificación de su resistencia y rigidez. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Reparación. Restitución de la capacidad sismorresistente de una edificación dañada por sismos, sin incrementar su capacidad sismorresistente más allá de su condición inicial. Este vocablo también incluye los daños debidos a otras causas, tales como: deterioro, fuego, viento, etc., para restituir a la edificación su capacidad sismorresistente original. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Resistencia lateral de un entrepiso. Es la suma de las máximas fuerzas cortantes que puedan ser transmitidas por los miembros de ese entrepiso. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Rigidez lateral de un entrepiso. Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamiento laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Rótula plástica: Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. También llamada articulación plástica. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Sensibilidad. Cociente entre las resistencias al corte no drenadas pico y la residual. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Sistema resistente a sismo. Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Sobrerresistencia. Valor real de la capacidad resistente, incluidos los elementos estructurales y no estructurales, la cual excede la resistencia nominal de cálculo. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Suelo licuable. Aquel que puede experimentar la reducción temporal de su resistencia al corte durante un sismo. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

Sismo: Movimiento brusco de la corteza terrestre, capaz de cambiar por completo el paisaje de una región. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Sismicidad: Término que describe la actividad sísmica en una cierta área geográfica. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Sismógrafo: Instrumento por el cual se obtiene un registro continuo y permanente del movimiento de la Tierra, en función del tiempo. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Sismograma: Representación gráfica de un sismo. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Tectónica: Rama de las Ciencias de la Tierra que se dedica al estudio de la dinámica de la corteza terrestre, e incluye dentro de su área de interés la formación de montañas y grandes depresiones en la corteza, el levantamiento, hundimiento, desplazamiento horizontal y deformación de la corteza, y el origen y cuantificación de estos fenómenos. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Terremoto: Vibraciones de la Tierra causadas por el paso de ondas sísmicas irradiadas desde una fuente de energía elástica. (La investigación sismológica en Venezuela, FUNVISIS).

Trinitrotolueno (TNT): Es un compuesto químico explosivo y parte de varias mezclas explosivas. En su forma refinada, el trinitrotolueno es bastante estable y, a diferencia de la nitroglicerina, es relativamente insensible a la fricción, a los golpes o a la agitación. Explota cuando un objeto de 2 kg de masa cae sobre él desde 35 cm de altura (es decir, 2 kg a una velocidad de 2,62 m/s, o una fuerza de 19,6Newtons, o

una energía de 6,86 Julios). Su temperatura de explosión, cuando es anhídrido, es de 470 °C. Esto significa que se debe utilizar un detonador. (*Wikipedia: Trinitrotolueno*)

Vida útil. Tiempo o duración en la cual se supone que una edificación se va a utilizar para el propósito que fue diseñada. En esta Norma se supone una vida útil de 50 años.

Viga: elemento estructural cuya sollicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales. COVENIN 1753-87 (Pág. 10)

Zona sísmica. Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un periodo de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos. COVENIN 1756-01 (Pág.5).

CAPITULO III

Modalidad de la investigación

El Trabajo Especial de Grado está basado en la Modalidad de Investigación Documental en la cual se estudia el problema con el objeto de ampliar y profundizar el conocimiento acerca del tema, a través del análisis de datos obtenidos de medios impresos.

Según Fidias G. Arias: “Es aquella que se basa en la obtención y análisis de datos provenientes de materiales impresos u otros tipos de documentos.” El Proyecto De Investigación, 3era edición, Caracas 1999.

“La investigación documental es aquella que se realiza a través de la consulta de documentos (libros, revistas, periódicos, memorias, anuarios, registros, códigos, constituciones, etc.)”. (Zorrilla, 1993:43)

En la investigación se refleja en el enfoque de criterios, conceptos, conclusiones y recomendaciones, por medio del análisis de diferentes fuentes de información que refieren al problema, como datos de segunda mano o secundarios, estableciendo un marco comparativo para así reconocer el nivel de conocimientos y modificaciones existentes, sin basarse en hechos directamente observados.

Tipo de investigación

La Investigación básica también llamada investigación fundamental o investigación pura, se suele llevar a cabo en los laboratorios; contribuye a la ampliación del conocimiento científico, creando nuevas teorías o modificando las ya existentes.

Según Fidias G. Arias “La producción de un nuevo conocimiento, el cual puede estar dirigido a incrementar los postulados teóricos de una determinada ciencia (investigación pura o básica)” El Proyecto De Investigación, 3era edición, caracas 1999.

Se realizó un estudio a las Norma COVENIN 1756-2001 En El Diseño Sismo Resistente de Elementos Estructurales en Concreto Armado, agrupo documentos referente al tema, con el fin de ampliar el conocimientos teóricos, como aporte a las construcciones que se realizaran bajo los criterios establecidos en dicha norma.

Formulación del esquema de trabajo

El esquema de trabajo estar basado en una serie de actividades presentadas a continuación:

- Localización de la información.
- Lectura discriminatoria de la información recopilada.
- Clasificación de las fuentes de información.
- Evaluación de la confiabilidad de la información.
- Organización de ideas.
- Redacción del primer análisis.
- Interpretación de los resultados.

Procedimientos descripción de actividades

- Localización de la información.

Se exploraron diferentes fuentes que podían ser útiles para el estudio, bibliografías, Internet, Normas nacionales e internacionales, diccionarios folletos, revistas, publicaciones, estudios anteriores, consulta de expertos, entre otros.

- Lectura discriminatoria de la información recopilada.

Se realizó la lectura exploratoria de resúmenes o conclusiones de la información recopilada para identificar las necesarias para el estudio.

- Clasificación de las fuentes de información.

Se extrajeron los aspectos relevantes que permitieran la comprensión y fluidez de la investigación autores, editorial y resúmenes de texto, ordenándolas para facilitar la ubicación.

- Evaluación de la confiabilidad de la información.

Se evaluaron las fuentes de las cuales se obtuvo la información para verificar la confiabilidad de la misma.

- Organización de ideas.

Luego de la lectura profunda de los temas seleccionados de ordenaron de acuerdo a los contenidos.

Según Carlos Sabino (1992) Cap. 6 “...Se observarán así los aspectos de concordancia y oposición que haya entre ellas, tratando de evaluar la confiabilidad de cada información y procediéndose luego al análisis de cada punto para realizar entonces síntesis parciales y comparaciones particulares.”

- Redacción del primer análisis.

Revisada y clasificada la información se procedió a la lectura profunda de la misma para ser realizado el primer análisis el cual comprende los tres primeros capítulos del presente informe correspondiente a la Contextualización del Problema, Antecedentes y Metodología de la Investigación.

- Interpretación de los resultados.

Se realizó el análisis de los resultados correspondiente al Capítulo IV del presente informe, donde se expondrá la redacción de los cambios y mejoras realizadas entre las versiones de la Norma para edificaciones sismorresistentes 1756 de los años 82, 98 y 2001.

Operacionalización de Variables

Cuadro 3. Operacionalización de Variables

Objetivos	Variable	Indicadores
Seleccionar la información y documentación necesaria para realizar el estudio comparativo de las Normas COVENIN 1756, del año 1982, 1998 y 2001.	Documentación del estudio comparativo	Estructuras, Sismorresistencia, Normas COVENIN.
Identificar los cambios realizados en las diferentes versiones, como aporte teórico a los próximos proyectos constructivos	Cambios en las diferentes versiones de la Norma	Artículos, Capítulos, Formulas.
Conocer las mejoras y actualizaciones hechas en la versión actualizada de la Norma (COVENIN 1756-2001).	Actualización Versión de la Norma 1756-01	Inclusión de artículos, coeficientes y valores.
Analizar la aplicación las Normas COVENIN 1756-2001 en el diseño sismo resistente de elementos estructurales en concreto armado con la respecto versión anterior COVENIN 1756-82 y 98.	COVENIN 1756-82, COVENIN 1756-98, COVENIN 1756-2001	Características de la edificación, Métodos de análisis.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Las técnicas de recolección de datos son los modos de recaudación de la información usados para una investigación, y los instrumentos los que permiten llevarla a cabo.

“Las técnicas de recolección de datos son las distintas formas o maneras de obtener la información. Son ejemplos de técnicas; la observación directa, la encuesta en sus dos modalidades (entrevista o cuestionario), el análisis documental, análisis de contenido, etc. Los instrumentos son los medios materiales que se emplean para recoger y almacenar la información. Ejemplo: fichas, formatos de cuestionario, guías de entrevista, lista de cotejo, grabadores, escalas de actitudes u opinión (tipo likert), etc.” El proyecto de investigación, Fideas G. Arias 1999 (Pág. 25)

Para recolectar la información se utilizó el análisis documental y de contenido que se empleara a diferentes fuentes bibliográficas digitales e impresas, Internet, Normas nacionales, diccionarios folletos, publicaciones, estudios anteriores.

Técnicas de Análisis de Datos

Es el modo de estudio a los cuales estarán sometidos la información recopilada.

Según Fidias G. Arias “En este punto se describen las distintas operaciones a las que serán sometidos los datos que se obtengan: clasificación, registro, tabulación y codificación si fuere el caso.

Lo referente al análisis, se definirán las técnicas lógicas (inducción, deducción, análisis, síntesis), o estadísticas (descriptivas o inferenciales), que serán empleadas para descifrar lo que revelan los datos que sean recogidos.” El proyecto de investigación, 1999 (Pág. 25)

Según Carlos Sabino: “...El análisis de los datos no es una tarea que se improvisa, como si recién se comenzara a pensar en él luego de procesar todos los datos....Para desarrollar la tarea analítica hay que tomar cada uno de los datos o conjuntos homogéneos de datos obtenidos, e interrogarnos acerca de su significado, explorándolos y examinándolos mediante todos los métodos conocidos, en un trabajo que para obtener los mejores frutos debe ser paciente y minucioso...”1992, El Proceso De Investigación.

Se analizaron las Normas COVENIN 1756 de los años 1982, 1998 y 2001, estableciendo una comparación entre artículos con contenido similar, y aplicación práctica del articulado buscando conocer las modificaciones y mejoras realizadas.

CAPITULO IV

RESULTADOS.

Propuesta del Proyecto

Con el objeto de analizar las normas COVENIN 1756-2001 en el diseño sismorresistente de elementos estructurales de concreto armado y establecer una comparación con la versiones anteriores de los años 1998-1982, se realizaron una serie de análisis descritos en este capítulo de las versiones involucradas.

Selección de Información

Se inicio el proceso de selección de información y documentación necesaria, recolectando así una serie de información teórica, donde se incluyen en la sección antecedentes, la historia sismológica y los estudios realizados antes de esta investigación, y bases teóricas, la cual está enfocada principalmente en conceptos que engloban la actividad sísmica en el planeta tierra, para así conocer sus orígenes, acciones y elementos que caracterizan estos eventos. Además los pasos requeridos para realizar un análisis sísmico de una edificación.

Cambios Realizados en las Diferentes Versiones de la NORMA COVENIN

1756

Se realizó el cuadro resumen comparativo presentado a continuación, que contiene el resumen de capítulos, los comentarios más resaltantes la diferencia entre ellos similares y observaciones importantes hechas por el autor, donde se identifican los cambios realizados entre las diferentes versiones hasta llegar a la actual.

“Principales Cambios, Revisión 2001

Los principales cambios hechos a la versión provisional de esta Norma, COVENIN 1756:1998, son los siguientes:

- Artículo 1.3 (nueva redacción)
- Artículo 3.5 (título y ampliación de los fundamentos de la Norma)
- Capítulo 4 (valores de A0 y ajuste de zonificación por Municipios)
- Capítulo 5 (nueva Tabla 5.1)
- Sección 6.2.2 (modificado)
- Sección 6.3.1 (mejoras en la descripción de tipos estructurales)
- Sección 6.4.1 (modificada)
- Tabla 7.1 (nueva Tabla 7.1)
- Subsección 7.3.2.1 (modificada)
- Artículo 8.5 (fórmula 8.2)
- Artículo 8.6 (mejor definición de criterios de superposición)
- Artículo 8.8 (nuevo)
- Artículo 9.5 (reducción de la excentricidad accidental; fórmulas 9.21 a 9.23)
- Subsección 9.6.2.2 (reducción de la excentricidad accidental)
- Subsección 11.4.5.1 (modificada)
- Artículo 12.2 (mejor definición del campo de aplicación)
- Capítulo 13 (nueva redacción)
- Índice Analítico (revisión y nuevas entradas temáticas)
- Comentario y Referencias (revisado, ampliado y enriquecido con referencias recientes)”. (Obtenido de COVENIN 1756-2001)

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	RESUMEN	RESUMEN			
CAPITULO 3	3.3 REQUISITOS DE DISEÑO- MATERIALES, DISEÑO Y DETALLADO DE ELEMENTOS RESISTENTES (SATISFACEN COVENIN)	LA FINALIDAD ES LA DE LOGRAR CONTINUIDAD ENTRE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES, ASI COMO LA CAPACIDAD ADECUADA DE ABSORCION Y DISIPACION DE ENERGIA SIN PERDIDA APRECIABLE DE LA CAPACIDAD PORTANTE	3.3 REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO - IGUAL. LAS UNIONES DEBERÁN POSEER LA CAPACIDAD RESISTENTE QUE EXCEDA LA DE LOS MIEMBROS.	EL AGOTAMIENTO RESISTENTE NO DEBE OCURRIR ANTES QUE SE DESARROLLE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD... SE TOMARAN PREVISIONES PARA QUE LA FORMACION DE LAS ROTULAS PLASTICAS NO CONDUSCA A LA FORMACION DE MECANISMOS CINEMATICOS EN EL REQUERIMIENTO SE MUESTRA EN LA SECCION COMENTARIOS A CARGAS VERTICALES NI A PROBLEMAS DE INESTABILIDAD DERIVADOS DEL EFECTO P-A.	LA NORMA COVENIN DEL 82 REQUIERE QUE LOS MIEMBROS DISIPAN LA ENERGIA SIN PERDIDA DE SU CAPACIDAD Y LAS OTRAS VERSIONES SON SIMILARES DONDE SU REQUERIMIENTO SE MUESTRA EN LA SECCION COMENTARIOS	
	3.4 LIMITACIONES DE DESPLAZAMIENTO (NO EXCEDAN CAP 10)				COINCIDE CON ART. 3.5 DE LA VERSION 98 Y 01.	
	3.5 OTRAS EDIFICACIONES - SINO ESTAN CLASIFICADAS EN ESTA NORMA DEBE SEGUIR SUS LINEAMIENTOS BASICOS-PREVIA APROBACION.		3.4 OTRAS EDIFICACIONES - DEBERAN SEGUIR CONSIDERACIONES ESPECIALES.	3.4 OTRAS EDIFICACIONES (CAMBIA=AUTORIDAD AD-HOC)		LOS CRITERIOS DE LAS VERSIONES SON SIMILARES.
		3.5 LINEAMIENTOS BASICOS EN EDICION ART. 3.1 A 3.3 Y CAP. 8. A) LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO PRESUPONEN QUE EL SISTEMA ESTA EN LA CAPACIDAD DE ADSORBER Y DISIPAR LA ENERGIA BAJO ACCIONES TIPO ALTERNANTE EN EL RANGO INELASTICO SIN PERDIDAS APRECIABLES A SU RESISTENCIA.	3.5 DE LINEAMIENTOS A FUNDAMENTOS. A. B. C. IGUAL D).			a) EN LA NORMA COVENIN DEL 98 Y 01 EL SISTEMA ADSORBE Y DISIPA ENERGIA SIN PERDIDAS APRECIABLES HIPERESTATICAS.

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982	1998		2001		OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	
CAPITULO 3		<p>B) LOS MECANISMOS DE ABSORCIÓN Y DISIPACIÓN NO DEBEN COMPROMETER LA ESTABILIDAD. EL DISEÑO PRESUPONE QUE LAS ZONAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA SE DISTRIBUYEN ENTRE LOS DIVERSOS ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN LA ESTRUCTURA PREDOMINANTE EN VIGAS Y DINTILES. O LOS ESPECTROS SE DAN A NIVEL CENDENTE. POR LO TANTO EL FACTOR DE MAYOR RAZÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS ES DE 1.0.</p>		<p>DEBE CONSTRUIRSE DE MANERA TAL QUE LA EVENTUAL FALLA PREMATURA DE UNOS POCOS MIEMBROS NO AMENACE LA ESTABILIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN.</p>		<p>LA FALLA EVENTUAL DE UNOS POCOS MIEMBROS NO COMPROMETE LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA</p>
		<p>D) LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA R. ESTÁN SUSTENTADAS POR ABUNDANTE INFORMACIÓN EXPERIMENTAL Y CAMPO. E) LA ACCIÓN SÍSMICA SE CONSIDERA COMO ACCIÓN ACCIDENTAL NO SE COMBINAN AUN CON ACCIONES DE SIMILAR OCURRENCIA. AUN CUANDO SEAN MAYORES DE LA DISPOSICIÓN QUE DEBEN MANTENERSE.</p>			<p>LA VERSION DE LA NORMA DE 2001 ESTABLECE UN FACTOR DE MAYORACION 1.0 YA QUE LOS ESPECTROS DE DISEÑO DAN UN NIVEL CENDENTE</p>	
		<p>F) LA PRESENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES SE INCORPORA EN SU EFECTO EN LA RIGIDEZ LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD. G) SE CONSIDERA LA ACCIÓN DEL SISMO. LA ROTACIÓN DEL EJE VERTICAL Y 3 COMPONENTES TRANSNACIONALES.</p>				

SECCION	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O 3			<p>H) ESTA NORMA PRESUPONE QUE ESTOS ELEMENTOS ESTAN UNIDOS ENTRE SI DE MANERA QUE TRANSMITEN LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A SISMOS. D CUANDO PROCEDA EL CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS DEBEN INCLUIRSE LOS EFECTOS DE ROTACION DE LAS NOCHES, LAS DIFAMACIONES POR CORTE Y FLEXION DE LOS MIEMBROS ASI COMO SUS DEFORMACIONES AXIALES. CUANDO SE MODELAN BRAZOS RIGIDOS SU LONGITUD SERA UNA FRACCION DEL MISMO.</p> <p>I) LA CONFIABILIDAD DE LA EDIFICACION DEBEREN DEL COMPLEMENTO DE LA NORMA Y DISEÑO - CORRECTA E EJECUCION - INSPECCION- MANTENIMIENTO.</p>		=			
C a p i t u l o 4	<p>4.1 MAPA DE ZONIFICACION EL PAIS ESTA DIVIDIDO EN 5 ZONAS SISMICAS EN 26 ESTADOS. LAS EDIFICACIONES ADYACENTES A ENBALSES DE MAS DE 80 M. SE REGIRAN POR ESTUDIOS ESPECIALES.</p>	<p>LA DELIMITACION DE ZONAS ESTA ESENCIALMENTE FUNDAMENTADAS EN EL MAPA DE ENVOLVENTES DE ISOASISTIAS Y EN EL DE ISOACELERACIONES. POR CONVENIENCIA LA DELIMITACION SE AJUSTA A LA DIVISION POLITICA DEL PAIS</p>	<p>4.1 MAPA DE ZONIFICACION EL PAIS ESTA DIVIDIDO EN 8 ZONAS SISMICAS INCLUYENDO ZONA 0. SE CLASIFICA AMAZONAS Y DELTA AMACURO. INCLUTE EL ESTADO VARGAS Y ENCLUTE LA ZONA EN A RECLAMACION</p>	<p>EL MAPA TIENE 8 ZONAS DESDE LA ZONA 0 QUE NO REQUIERE CONSIDERACIONES SISMICAS. EL MAPA ANTERIOR TENIA 5 ZONAS... SON CONGRUENTES CON LOS OBJETIVOS DE ESTA NORMA</p>	4.1 MAPA DE ZONIFICACION IGUAL A LA VERSION ANTERIOR 98	=	<p>EN LA VERSION 82 ESTABLECE CINCO ZONAS. EN LAS VERSIONES DE 88 Y 01 ESTABLECE OCHO AMBAS INCLUYENDO LA ZONA CERO.</p>	<p>EN LA VERSION DEL 88 INCLUYE NUEVOS ESTADOS.</p>
	<p>4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO TABLA 7.1 DEFINE POR CADA ZONA UN VALOR AO</p>	<p>ES RECOMENDABLE EL EMPLEO DE UN CONJUNTO DE HISTORIAS DE ACCELERACIONES... DEBEN POSEER UN ESPECTRO SIMILAR AL DE DISEÑO.</p>	<p>4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO. DEPENDEN DE LAS CONDICIONES GEOTECNICAS LOCALES CAP. 5 EL COEFICIENTE DE ACCELERACION HORIZONTAL TABLA 4.1 Y EL COEFICIENTE DE ACCELERACION VERTICAL SE TOMARA 0.7 VECES LOS VALORES DE AO. DEFINE POR CADA ZONA UN VALOR AO.</p>	<p>LOS VALORES MAXIMOS DE ACCELERACION ASIGNADOS A CADA ZONA SISMICA... ESTAN ASOCIADOS A VALORES PREFIJADOS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO (4)</p>	4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO IGUAL A LA VERSION ANTERIOR 98 TABLA 4.1 DEFINE UN VALOR DE AO ACCELERACION HORIZONTAL POR CADA ZONA SISMICA E INCLUYE LA CLASIFICACION EN FUNCION DEL PELIGRO SISMICO.	=	<p>LA VERSION 83 LOS CRITERIOS DEPENDEN DE LAS HISTORIAS DE LAS ACCELERACIONES MIENTRAS QUE LAS DEL 98 Y 01 DEPENDE DE LAS CONDICIONES GEOTECNICAS LOCALES.</p>	<p>LA VERSION DEL 82 ESTABLECE UN COEFICIENTE DE ACCELERACION HORIZONTAL Y LAS DE 98-01 ESTABLECEN EL COEFICIENTE DE ACCELERACION HORIZONTAL Y EL VERTICAL ES UNA FRACCION DEL HORIZONTAL.</p>

NORMA COVENIM 1786						
SECCION	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	DIFERENCIA
Capítulo 4	CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN SEGUN USO, NIVEL DE DISEÑO Y REGULARIDAD.		FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACION	EL PERIODO MEDIO DE RETORNO DE 475 AÑOS CORRESPONDE A LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE 10 %, PARA UNA VIDA UTIL DE 50 AÑOS. ESTOS MOVIMIENTOS SON MAYORADOS CUANDO SE APLICA EL FACTOR DE IMPORTANCIA.	FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACION	NO COINCIDEN
Capítulo 5	CAPITULO 5 CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN SEGUN USO, NIVEL DE DISEÑO Y REGULARIDAD.		CAPITULO 6 CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN SEGUN USO, NIVEL DE DISEÑO Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL		CAPITULO 6 CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN SEGUN USO, NIVEL DE DISEÑO Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL	
Capítulo 6	6.1 SEGUN EL USO 6.1.1 GRUPOS. A) INSTALACIONES DE EMERGENCIA B) VIVIENDAS, EDIFICIOS RESIDENCIALES, BANCOS C) NO RESIDENCIALES NO CLASIFICADAS Y NO DE USO PUBLICO. 6.1.2 USOS MIXTOS CON USOS A Y B SE CLASIFICAN EN A, 6.1.3 COEFICIENTE DE USO. SE ASIGNA UN COEFICIENTE PARA A Y B LOS CLASIFICADOS EN C NO NECESITAN ANALISIS SISMICO.		SEGUN EL USO 6.1.1 GRUPOS. A) EDIFICACIONES QUE ALBERGAN INSTALACIONES ESSENCIALES (HOSPITALES, TORRES DE CONTROL) B) EDIFICACIONES DE USO PUBLICO O PRIVADO DENSAMENTE OCUPADAS MAS DE 3000 PERSONAS B) EDIFICACIONES DE USO PUBLICO O PRIVADO DE BAJA OCUPACION VIVIENDAS, HOTELES C) NO CLASIFICADAS Y NO DE USO PUBLICO 6.1.2 USOS MIXTOS las edificaciones que pertenecen a MAS DE UN GRUPO SE CLASIFICARAN EN EL MAS ENIGENTE 6.1.3 FACTOR DE IMPORTANCIA SE ASIGNA UN FACTOR DE IMPORTANCIA a SEGUN EL GRUPO AL QUE PERTENEZCA.		SEGUN EL USO 6.1.1 GRUPOS. A) EDIFICACIONES QUE ALBERGAN INSTALACIONES ESSENCIALES (HOSPITALES, TORRES DE CONTROL) B) EDIFICACIONES DE USO PUBLICO O PRIVADO DENSAMENTE OCUPADAS MAS DE 3000 PERSONAS B) EDIFICACIONES DE USO PUBLICO O PRIVADO DE BAJA OCUPACION VIVIENDAS, HOTELES C) NO CLASIFICADAS Y NO DE USO PUBLICO 6.1.2 USOS MIXTOS las edificaciones que pertenecen a MAS DE UN GRUPO SE CLASIFICARAN EN EL MAS ENIGENTE 6.1.3 FACTOR DE IMPORTANCIA SE ASIGNA UN FACTOR DE IMPORTANCIA a SEGUN EL GRUPO AL QUE PERTENEZCA.	LA NORMA DEL 82 CLASIFICA LAS EDIFICACIONES EN 3 GRUPOS A, B, C Y USOS MIXTOS Y LAS DEL 98 Y 01 EN 3 GRUPOS Y DIVIDE EL GRUPO B EN 2 B1 Y B2
Observación						SE HARA UNA SECCION ESPECIAL CON CAPITULOS DE CRITERIOS SIMILARES

SECCION	NORMA COVENIN 1756				DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS		
CLASIFICACION DE NIVEL DE DISEÑO. SE DEFINEN TRES NIVELES DE DISEÑO NIVEL 1 EL DISEÑO EN ZONAS SISMICAS NO REQUIERE APLICACION DE REQUISITOS ADICIONALES PARA ACCIONES GRAVITACIONALES, ND1 Y ND3 PREScripciones ESTABLECIDAS EN LA NORMA 1753-81 PARA CADA UNO. 5.2.2 LA TABLA 5.1 ESTABLECE NIVELES DE DISEÑO PARA CADA ZONA SISMICA SEGUN EL GRUPO A QUE PERTENEZCA. NO SE EMPLEAN NIVELES DE DISEÑO DISTINTOS.	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	ESTABLECEN LOS MISMOS CRITERIOS LAS TRES VERSIONES.	
	5.2 CLASIFICACION DE NIVEL DE DISEÑO. SE DEFINEN TRES NIVELES DE DISEÑO NIVEL 1 EL DISEÑO EN ZONAS SISMICAS NO REQUIERE APLICACION DE REQUISITOS ADICIONALES PARA ACCIONES GRAVITACIONALES, ND1 Y ND3 PREScripciones ESTABLECIDAS EN LA NORMA 1753-81 PARA CADA UNO. 5.2.2 LA TABLA 5.1 ESTABLECE NIVELES DE DISEÑO PARA CADA ZONA SISMICA SEGUN EL GRUPO A QUE PERTENEZCA. NO SE EMPLEAN NIVELES DE DISEÑO DISTINTOS.	...LA EXPERIENCIA HA DEMOSTRADO QUE SI SE CUIDAN LOS DETALLES DE LAS UNIONES Y ANCLAJES DEL NIVEL DE DISEÑO 3 LAS EDIFICACIONES CAPACES DE RESISTIR LAS FUERZAS CORTANTES PRESCRITAS EN LA SECCION 9.3 PUEDEN SOPORTAR LAS ACCIONES PARA LA ZONA 4.	6.1 CLASIFICACION DE NIVEL DE DISEÑO. SE DEFINEN TRES NIVELES DE DISEÑO NIVEL 1 EL DISEÑO EN ZONAS SISMICAS NO REQUIERE APLICACION DE REQUISITOS ADICIONALES PARA ACCIONES GRAVITACIONALES, ND1 Y ND3 PREScripciones ESTABLECIDAS EN LA NORMA COVENIN 1753 MENTUR PARA CADA UNO.6.2.2 LA TABLA 6.1 ESTABLECE NIVELES DE DISEÑO PARA CADA ZONA SISMICA SEGUN EL GRUPO A QUE PERTENEZCA. NO SE EMPLEAN NIVELES DE DISEÑO DISTINTOS.	6.2 CLASIFICACION DE NIVEL DE DISEÑO. SE DEFINEN TRES NIVELES DE DISEÑO NIVEL 1 EL DISEÑO EN ZONAS SISMICAS NO REQUIERE APLICACION DE REQUISITOS ADICIONALES PARA ACCIONES GRAVITACIONALES, ND1 Y ND3 PREScripciones ESTABLECIDAS EN LA NORMA COVENIN MENTUR PARA CADA UNO.6.2.2 LA TABLA 6.1 ESTABLECE NIVELES DE DISEÑO PARA CADA ZONA SISMICA SEGUN EL GRUPO A QUE PERTENEZCA. NO SE EMPLEAN NIVELES DE DISEÑO DISTINTOS.		
TABLA 5.1 COEFICIENTE DE USO Y TABLA 5.1 COEFICIENTE DE DISEÑO.	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	LA VERSION DEL 82 CLASIFICA EL TIPO II Y LAS DEL 98 Y 01 CLASIFICA Y AGREGA COMBINACIONES.	
	5.3 CLASIFICACION POR TIPO DE ESTRUCTURA TIPO I. RESISTE TOTALIDAD DE LAS ACCIONES SISMICAS DE CONSTRUCCIONES PRINCIPALMENTE POR PORTICOS.	6.3 CLASIFICACION POR TIPO DE ESTRUCTURA TIPO I. RESISTE TOTALIDAD DE LAS ACCIONES SISMICAS DE CONSTRUCCIONES PRINCIPALMENTE POR PORTICOS.	6.3 CLASIFICACION POR TIPO DE ESTRUCTURA TIPO I. RESISTE TOTALIDAD DE LAS ACCIONES SISMICAS DE CONSTRUCCIONES PRINCIPALMENTE POR PORTICOS.	6.3 CLASIFICACION POR TIPO DE ESTRUCTURA TIPO I. RESISTE TOTALIDAD DE LAS ACCIONES SISMICAS DE CONSTRUCCIONES PRINCIPALMENTE POR PORTICOS.		
TIPO II. CONSTITUIDAS POR PORTICOS Y MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO CUYA ACCION CONJUNTA SEA CAPAZ DE RESISTIR LA TOTALIDAD DE LAS FUERZAS SISMICAS. LOS PORTICOS SOLOS POR LO MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS.	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	LA VERSION DEL 82 CLASIFICA EL TIPO II Y LAS DEL 98 Y 01 CLASIFICA Y AGREGA COMBINACIONES.	
	TIPO II. CONSTITUIDAS POR PORTICOS Y MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO CUYA ACCION CONJUNTA SEA CAPAZ DE RESISTIR LA TOTALIDAD DE LAS FUERZAS SISMICAS. LOS PORTICOS SOLOS POR LO MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS.	TIPO II. CONSTITUIDAS POR COMBINACIONES TIPO I Y II TENIENDO AMBOS EL MISMO NIVEL DE DISEÑO.	TIPO II. CONSTITUIDAS POR COMBINACIONES TIPO I Y II TENIENDO AMBOS EL MISMO NIVEL DE DISEÑO.	TIPO II. CONSTITUIDAS POR COMBINACIONES TIPO I Y II TENIENDO AMBOS EL MISMO NIVEL DE DISEÑO.		

SECCION	NORMA COVENIN 1756				DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS		
C I A S F I I C A C I O N	RESUMEN TIPO II: SOPORTAN ACCIONES SISMICAS EN SU TOTALIDAD MEDIANTE PORTICOS DIAGONALIZADOS O MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO O SECCION MIXTA Y ACERO QUE SOPORTAN LA TOTALIDAD DE LAS CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES.	RESUMEN TIPO II: SOPORTAN ACCIONES SISMICAS EN SU TOTALIDAD MEDIANTE PORTICOS DIAGONALIZADOS O MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO O SECCION MIXTA Y ACERO QUE SOPORTAN LA TOTALIDAD DE LAS CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES.	RESUMEN TIPO II: SOPORTAN ACCIONES SISMICAS EN SU TOTALIDAD MEDIANTE PORTICOS DIAGONALIZADOS O MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO O SECCION MIXTA Y ACERO QUE SOPORTAN LA TOTALIDAD DE LAS CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES.	SECCION DE COMENTARIOS	IGUAL CRITERIOS	
D E E D F I Y C R A E C G I U O L N A S R E I E D G A U D N U S O .	RESUMEN TIPO IV: ESTRUCTURAS DE UNA SOLA COLUMNA NO POSEEN DIAFRAGMAS CON LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA NECESARIA. TODOS LOS TIPOS A EXCEPCION DEL TIPO IV DEBEN TENER DIAFRAGMAS SUFICIENTES PARA DISTRIBUIR ACCIONES SISMICAS A LA COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.	RESUMEN TIPO IV: ESTRUCTURAS QUE NO POSEAN DIAFRAGMAS CON LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA NECESARIAS PARA DISTRIBUIR LAS FUERZAS SISMICAS.	RESUMEN TIPO IV: ESTRUCTURAS QUE NO POSEAN DIAFRAGMAS CON LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA NECESARIAS PARA DISTRIBUIR LAS FUERZAS SISMICAS.	SECCION DE COMENTARIOS		
N I I V E E L D E I S E N O	RESUMEN SI EN ALGUNA DIRECCION DEL ANALISIS SE USAN MAS DE UN TIPO: EL VALOR D SERA MENOR QUE LOS LADOS EN LA TABLA 5-3 EXCEPTO DE DA COMBINACION DE LOS 2 SISTEMAS UNO DE LOS COMPONENTES DE SOPORTE UN PESO = O MENOR 10% EDIFICIO.	RESUMEN LA DIRECCION DE ANALISIS QUE USE MAS DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL EMPLEARA EL MENOR VALOR DE R.	RESUMEN IGUAL	SECCION DE COMENTARIOS	CUANDO SE USE MAS DE UN SISTEMA LA NORMA DEL 8.0 ESTABLECE QUE D SERA MENOR QUE LA DADA EN LA TABLA 5. Y LAS VERSIONES DEL 98 Y 01 SERA EL MENOR VALOR DE R.	

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS
C A P I T U L O 6	5.4 FACTORES DE DUCTILIDAD Y REDUCCION DE RESPUESTA. FACTOR DE DUCTILIDAD... TABLA 5.3 AL EMPLEO DE FACTORES MAYORES DEBEN JUSTIFICARSE 5.4.2 FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA PARA EL PERIODO T IGUAL A 0.15 SEG. ENTONCES $R = (1 + (T/0.15))$ Y PARA T MAYOR DE 1.5 SEG. $R = D$.	EL FACTOR DE DUCTILIDAD CUANTIFICA LA CAPACIDAD GLOBAL DEL SISTEMA PARA ABSORBER Y DISIPAR LA ENERGIA POR ACCION INELASTICA. CUANTO LOS PERIODOS NATURALES SON MUY CORTOS, LAS FUERZAS SIEMPRE DE DISEÑO SON INVERSAMENTE PROPORCIONALES A LA DUCTILIDAD QUE LA ESTRUCTURA ESTA EN CAPACIDAD DE DESARROLLAR.	RESUMEN 6.4 FACTORES DE REDUCCION DE RESPUESTAS. LOS MAXIMOS VALORES DE R ESTAN DADOS POR LA TABLA 6.4. ESTABLECE CRITERIOS PARA LA IRREGULARIDADES TIPIFICADAS.	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN IGUAL	SECCION DE COMENTARIOS LOS VALORES DE ESTE FACTOR SE PRESENTAN EN LAS NORMAS DEL 82 EN FUNCION DEL VALOR DEL PERIODO RELACIONADOS CON LOS VALORES DE LA TABLA 5.3 DE LOS VALORES DE DUCTILIDAD. LAS VERSIONES SIGUIENTES PRESENTAN ESTOS VALORES DIRECTAMENTE EN LA TABLA 6.4 EN FUNCION DEL NIVEL DE DISEÑO Y EL TIPO AL QUE PERTENECE LA ESTRUCTURA.
P E S U B E L I O	5.5 CLASIFICACION SEGUN LA REGULARIDAD PARA LA SELECCION DE METODOS DEL CAP 8.	EL NIVEL DE LOS RESULTADOS PROVENIENTES DE LOS METODOS SIMPLIFICADOS DE ANALISIS AUMENTAN EN GENERAL EN PROPORCION AL GRADO DE	TODA LA EDIFICACION SERA CLASIFICADA EN REGULAR O IRREGULAR.	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN IGUAL	SECCION DE COMENTARIOS LA VERSION DEL 82 REDIRECCIONA AL CAPITULO 9 Y LA VERSION DEL 98 Y 01 CLASIFICA SEGUN LA REGULARIDAD.
C A P I T U L O 7	5.5.1 REGULARES A) DISTRIBUCION VERTICAL DE MASAS O RIGIDEZES. B) LAS DISTANCIAS ENTRE UNA LINEA DE ACCION DEL CORTANTE Y EL CENTRO DE RIGIDEZ QUE NO EXCEDE EL 8 % DE LA DIMENSION DE LA PLANTA PERPENDICULAR A LA DIRECCION ANALIZADA. C) LAS DIMENSIONES DE LAS PLANTAS NO AUMENTAN EN FORMA SUSTENCIAL EN LA ALTURA. 5.5.2 IRREGULARES SON LAS ESTRUCTURAS QUE NO SATISFAGAN LO ANTERIOR.		6.5.1 SE CONSIDERA IRREGULAR LAS EDIFICACIONES QUE NO SE CLASIFIQUEN EN LA SECCION 6.5.2 6.5.3 SE CONSIDERA IRREGULAR LAS EDIFICACIONES CON IRREGULARIDADES VERTICALES Y EN PLANTA.	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN 6.5.1 SE CONSIDERA IRREGULAR LAS EDIFICACIONES QUE NO SE CLASIFIQUEN EN LA SECCION 6.5.2 6.5.3 SE CONSIDERA IRREGULAR LAS EDIFICACIONES CON IRREGULARIDADES VERTICALES Y EN PLANTA.	SECCION DE COMENTARIOS CLASIFICA LAS ESTRUCTURAS DE ACUERDO A UNA SERIE DE CARACTERISTICAS EN REGULAR E IRREGULAR. EL CAPITULO 6 DE LA VERSION DEL 82 SE REFIERE A LA CLASIFICACION DE LOS PERFILES TIPO DE SUELO Y LAS VERSIONES DEL 98 Y 01 REFIERE A LA CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA SEGUN EL USO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL.

SECCION	NORMA COVENIN 1756				DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS		
	RESUMEN	RESUMEN	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
	<p>LOS ESPECTROS RECOMENDADOS CORRESPONDEN A UN AMORTIGUAMIENTO DEL 5 %, EL CUAL ES CARACTERISTICO DE LAS EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO.</p> <p>ESPECTROS DE DISEÑO SE DEFINEN EN FUNCION DEL PERIODO T</p>	<p>7.2 ESPECTRO DE DISEÑO SE DEFINEN EN FUNCION DEL PERIODO T ... LA TABLA 7.1 Y LA TABLA 7.1.1</p> <p>7.2 ARROJAN VALORES DE T_n Y T_d</p>	<p>7.2 ESPECTRO DE DISEÑO SE DEFINEN EN FUNCION DEL PERIODO T ... LA TABLA 7.1 Y LA TABLA 7.2 ARROJAN VALORES T_n Y SE INCORPORA LA FIGURA 7.1 DEL ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO ($\beta=1$) una grafica QUE PRESENTA EL PERIODO EN FUNCION DE LA ACCELERACION ESPECTRAL</p>	<p>ESPECTROS ELASTICOS LAS FORMAS ESPECTRALES DE LA TABLA 5.1 ... FUERON SELECCIONADAS ORIGINALMENTE CON BASE EN EL ANALISIS DE ESPECTROS ELASTICOS DE 5% DE AMORTIGUAMIENTO CARACTERISTICO PARA EDIFICACIONES DE CON MANPOSTERIAS EN EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO O ACERO, EN CASO DE ESTRUCTURAS CON AMORTIGUAMIENTO DIFERENTE EL FACTOR β PODRA SER MODIFICADO VER FORMULA C-7.1</p>	<p>SE HA MANTENIDO LA FORMA ESPECTRAL DE LA VERSION DEL 82 INCORPORANDO EL FACTOR DE REDUCCION PROPUESTO POR RIDELL PARA LA NORMA CHILENA. ESTE FACTOR SE HA SIMPLIFICADO PARA CADA TIPO DE SUELO POR MEDIO DEL EXPONENTE C. AL ACOTAR T_n ENTRE T_0 Y T_d SE EVITA LA POSIBILIDAD DE UNA DISCONTINUIDAD EN LA PARTE PLANA DEL ESPECTRO. En la version de 01 SE MANTIENEN LOS MISMO CRITERIOS DEL 82 PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO</p>	<p>LA SECCION COMENTARIOS DE LA VERSION DEL 82 MUESTRA LAS FORMULAS PARA EL CALCULO DE LOS PARAMETROS β_0 Y T_d DE LAS FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS ELASTICAS SI A</p>
C A P I T U L O 7	<p>PARA $T < 0.15$ SEG $Ad = (0.2A_n)(1 - (T/T_d)^{0.15})/R$</p>	<p>PARA $T < T_d$ ENTONCES $Ad = (0.2A_n)(1 - (T/T_d)^{0.15})/R$ es la raíz cuadrada de la división de R ENTRE B</p>	<p>PARA $T < T_d$ ENTONCES $Ad = (0.2A_n)(1 - (T/T_d)^{0.15})/R$ es la raíz cuadrada de la división de R ENTRE B</p>			

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	RESUMEN	RESUMEN			
C A P I T U L O 7	<p>PARA $0.15 \leq T < T^*$ entonces $Ad = \alpha \beta A_s R$</p> <p>PARA $T \geq T^*$ $Ad = (\beta \alpha A_s) R(T^*/T) \rho$</p> <p>7.3 COEFICIENTES SISMICOS PARA PARTES DE LA ESTRUCTURA - 7.3.1 CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO PARA ELEMENTOS QUE NO FORMEN PARTE DE LA ESTRUCTURA Y REALIZAR EL CORRESPONDIENTE ANALISIS DINAMICO.</p>	<p>PARA $T \leq T^*$ ENTONCES $Ad = (\alpha \beta A_s) R$</p> <p>PARA $T > T^*$ $Ad = (\beta \alpha A_s) R(T^*/T) Exp 0.8$</p> <p>7.1 COEFICIENTES SISMICOS PARA EDIFICACIONES. EL COEFICIENTE SISMICO DEFINIDO POR VO/W NO SERA MENOR QUE $(\alpha A_0)/R$ DONDE W ES EL PESO TOTAL DE LA EDIFICACION POR ENCIMA DEL NIVEL DE LA BASE A LAS ACCIONES PERMANENTES DEBERAN SUMARSE LAS ACCIONES VARIABLES ESTABLECIDAS EN COVENIN 2003</p>	<p>PARA $T \leq T^*$ ENTONCES $Ad = (\alpha \beta A_s) R$</p> <p>PARA $T > T^*$ $Ad = (\beta \alpha A_s) R(T^*/T) Exp P$</p> <p>7.1 COEFICIENTES SISMICOS PARA EDIFICACIONES. EL COEFICIENTE SISMICO DEFINIDO POR VO/W NO SERA MENOR QUE $(\alpha A_0)/R$ DONDE W ES EL PESO TOTAL DE LA EDIFICACION POR ENCIMA DEL NIVEL DE LA BASE A LAS ACCIONES PERMANENTES DEBERAN SUMARSE LAS ACCIONES VARIABLES ESTABLECIDAS EN COVENIN 2003</p>		LA VERSION DEL 82 ESTABLECE LOS VALORES DEL ESPECTRO DE RESPUESTA (AD) EN RELACION AL PERIODO. LA VERSIONES MAS ACTUALES ESTABLECE VALORES DEL ESPECTRO DESDE EL VALOR DE EL PERIODO CARACTERISTICO O DE LA VARIACION DE RESPUESTA DUCTIL DADOS POR LA TABLA 7.2 CON RELACION AL FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA	
C A P I T U L O 8	<p>7.3.1 DEBERAN DISEÑARSE PARA RESISTIR LAS ACCIONES SISMICAS $F_p = \alpha \cdot C_p$. Wp los valores de C_p se dan en la tabla 7.3 LA CUAL DEFINE EL VALOR SEGUN LA PARTE DE LA ESTRUCTURA Y LA DIRECCION DE LA FUERZA.</p>	<p>7.3 FUERZAS SISMICAS Y ACCIONES DE DISEÑO 7.3.1 CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO. LOS ELEMENTOS QUE NO FORMEN PARTE DE LA ESTRUCTURA ... DEBERAN DISEÑARSE PARA RESISTIR LAS ACCIONES SISMICAS QUE RESULTEN DE APLICAR LOS MEDICOS DEL CAPITULO 9... Y LAS ESPECIFICACIONES DE LA SECCION 7.3.2.</p>	<p>7.3 FUERZAS SISMICAS Y ACCIONES DE DISEÑO 7.3.1 CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO. LOS ELEMENTOS QUE NO FORMEN PARTE DE LA ESTRUCTURA ... DEBERAN DISEÑARSE PARA RESISTIR LAS ACCIONES SISMICAS QUE RESULTEN DE APLICAR LOS MEDICOS DEL CAPITULO 9... Y LAS ESPECIFICACIONES DE LA SECCION 7.3.2.</p>	LA DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS F_p DEBERA HACERSE EN FORMA APROXIMADAMENTE PROPORCIONAL A LA DISTRIBUCION DE LAS MASAS.		

SECCION	NORMA COVENIN 1756						OBSERVACION
	1982	1988	2001	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
	7.3.2 VALORES DE CP. LOS ELEMENTOS DE LA SECCION	LOS VALORES DE Cp ESTAN DADOS PARA VALORES DE R MENORES QUE LOS DADOS PARA EDIFICIOS. LA DISTRIBUCION DE Fp DEBERA HACERSE EN FORMA APROXIMADAMENTE PROPORCIONAL A LA DISTRIBUCION DE SUS MASAS.	7.3.2 COEFICIENTES SISMICOS. LOS ELEMENTOS DE LA SECCION 7.3.1 DEBERAN RESISTIR $F_p = (F_w/W) \cdot C_p \cdot W_p$. LOS VALORES DE Cp SE ESPECIFICAN EN LA TABLA 7.3 SEGUN EL COMPONENTE.	LOS VALORES DE CP DEBEN CONSIDERARSE VALORES MINIMOS ESTAN CALCULADOS A PARTIR DE DADOS PARA LOS EDIFICIOS -- LA DISTRIBUCION DE Fp DEBERA HACERSE EN FORMA PROPORCIONAL A LAS MASAS CUANDO REQUIERA EVALUAR LA POSIBLE AMPLIFICACION DINAMICA LA FORMULA 7.4 DEBE SER MAYORADA POR EL FACTOR DE AMPLIFICACION DINAMICO A_d .	IGUAL	IGUAL	APLICAN EN LAS TRES VERSIONES CRITERIOS SIMILARES, EN LA DEL 82 LAS ACCIONES SISMICAS SE OBTIENEN MULTIPLICANDO EL COEFICIENTE DE USO POR EL COEFICIENTE CP POR EL PESO DE LA PARTE CONSIDERADA A DIFERENCIA DE LA VERSION DEL 98 Y DEL 2001 QUE ESTABLECE ESTE MISMO VALOR COMO LA MULTIPLICACION DEL COEFICIENTE LA FUERZA LATERAL DEL NIVEL 1 POR LOS VALORES DEL COEFICIENTE SISMICO DADO EN LA TABLA 7.3 DONDE FIWI ESTABLECIDO EN ESTA SECCION.
		7.3.2.1 PARA VOLADIZOS HORIZONTALES CUYO ANALISIS NO SE HAYA INCORPORADO LA COMPONENTE VERTICAL SE CONSIDERA LA COMBINACION DE CARGA MULTIPLICADA POR $(1+0.25 \cdot a \cdot b \cdot \phi \cdot A_0)$ Y EL EFECTO NETO DE UNA CARGA VERTICAL HACIA ARRIBA IGUAL A 0.2 $(C_p \cdot C_v)$	PARA VOLADIZOS DE EDIFICACIONES CUYO ANALISIS NO SE HAYA INCORPORADO LA COMPONENTE VERTICAL SE REALIZARA CON ARREGLO AL ARTICULO 8.6 (b). ACCION NETA HACIA ARRIBA DE $(0.2 \cdot a \cdot b \cdot \phi \cdot A_0) \cdot \phi$				LA VERSION DE 1988 ESTABLECE CRITERIOS A APLICAR EN VOLADIZOS A DIFERENCIA DE LA VEL 2001 QUE REDIRECCIONA AL ARTICULO 8.8 (b) ESTABLECE UNA ACCION VERTICAL HACIA ARRIBA Y ANEXA QUE PUEDE SUSTITUIRSE SI SE REALIZAN ANALISIS DINAMICO DE RESPUESTA A LA COMPONENTE VERTICAL Y SE COMBINAN CON LAS HORIZONTALES.

C
A
P
I
T
U
L
O
8

SECCION	NORMA COVENIN 1746				
	1982	1998	2001		
RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	OBSERVACION
REQUISITOS GENERALES Y CRITERIOS DE ANALISIS		REQUISITOS GENERALES, CRITERIOS DE ANALISIS Y VERIFICACION DE LA SEGURIDAD.	REQUISITOS GENERALES, CRITERIOS DE ANALISIS Y VERIFICACION DE LA SEGURIDAD.		
8.1 GENERALIDADES EL SISTEMA DEBE CONSTRUISE DE FORMA TAL QUE LA FALLA PREMATURA DE UNOS ELEMENTOS NO AMENACE LA ESTABILIDAD DE LA EDEIFICACION.	DEBIDO A LAS INCOGNITAS E INCERTIDUMBRES ASOCIADAS A LA MAGNITUD Y CARACTERISTICAS DE LAS ACCIONES SISMICAS ASI COMO LOS MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, ES RECOMENDABLE SUMINISTRAR EL MAS ALTO GRADO DE HIPERESTATICIDAD Y CONTINUIDAD EN EL SISTEMA... YA QUE UNO O MAS COMPONENTES PUEDEN FALLAR MANTENIENDO EL SISTEMA SU CAPACIDAD DE RESISTIR ESFUERZOS.	8.1 SIMILAR A LA VERSION ANTERIOR.	DEBIDO A LAS INCOGNITAS E INCERTIDUMBRES ASOCIADAS A LA MAGNITUD Y CARACTERISTICAS DE LAS ACCIONES SISMICAS ASI COMO LOS MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, ES RECOMENDABLE SUMINISTRAR EL MAS ALTO GRADO DE HIPERESTATICIDAD Y CONTINUIDAD EN EL SISTEMA.	SE ESTABLECEN CRITERIOS SIMILARES EN AMBAS VERSIONES	SE RECOMIENDA EL MAS ALTO GRADO DE HIPERESTABILIDAD EN LAS ESTRUCTURAS.
8.2 DIRECCIONES DE ANALISIS LAS ESTRUCTURAS SE ANALIZARAN EN DOS DIRECCIONES HORIZONTALES ORTOGONALES		8.2 SIMILAR A LA VERSION ANTERIOR.	8.2 DIRECCIONES DE ANALISIS. SE ANALIZARAN BAJA LA ACCION DE DOS COMPONENTES SISMICAS HORIZONTALES ACTUANDO SIMULTANEAMENTE SEGUN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES	ALGUNOS ELEMENTOS PUEDEN SER PARTICULARMENTE VULNERABLES COMO LA COLUMNA DE ESQUINA EN LAS QUE SE PRODUCEN FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS EN DOS DIRECCIONES. MAS EN MENOR MEDIDA TODOS LOS ELEMENTOS SISMO RESISTENTES SON AFECTADOS POR LA BIDIRECCIONALIDAD DEL SISMO HORIZONTAL	

SECCION	NORMA COVENIN 1756					OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	
RESUMEN	8.3 REQUISITOS DE ANALISIS 8.3.1 HIPOTESIS DEL ANALISIS LAS ACCIONES SISMICAS SE ANALIZARAN SUPONIENDO COMPORTAMIENTO ELASTICO LINEAL 8.3.2 COMPATIBILIDAD DE LAS DEFORMACIONES SE VERIFICARA QUE LAS DEFORMACIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEAN COMPATIBLES ENTRE SI	8.3 - 8.3.1 SIMILAR A LA VERSION ANTERIOR. LAS MASAS SE CONSIDERAN UBICADAS EN LOS CORRESPONDIENTES CENTROS DE MASAS INCORPORANDO LOS CENTROS DE MASA 8.3.2 SIMILAR	SIMILAR A LA 98	SECCION DE COMENTARIOS	SUPONE QUE LAS RIGIDEZES HAN SIDO CALCULADAS CON SECCIONES NO FISURADAS. DE LO CONTRARIO LOS PERIODOS DE VIBRACION AUMENTARIAN, CON TENDENCIAS DE LAS FUERZAS A DISMINUIR Y DE LOS DEPLAZAMIENTOS A AUMENTAR. LA ANTIGUA PRACTICA DE ANALIZAR PORTICOS TIPO I INCLUYENDO SOLO DEFORMADAS DE FLEXION DEBERIA SER DESECHADA O LIMITADA A CASOS PARTICULARES.	8.3.2 amplia la informacion referente a las deformaciones.
8.3.3 RIGIDEZ DE LOS ENTREPISOS. SE PRESUPONE QUE LOS PISOS, TECHOS Y SUS CONEXIONES ACTUAN COMO DIAFRAGMAS INDEFORMABLES EN SU PLANO. DISEÑADOS PARA TRANSMITIR FUERZAS A LOS ELEMENTOS VERTICALES DEBERAN ESTAR EN CAPACIDAD DE TRANSMITIR EN SU PLANO LAS FUERZAS LATERALES FIEN NINGUN CASO MENOS DEL 0.15 VECES EL PESO DEL ENTREPISO.	SILLOS ENTREPISOS NO POSEEN LA RIGIDEZ NECESARIA PARA LOGRAR LA DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES. SE DEBERA CONSIDERAR SU FLEXIBILIDAD EN EL ANALISIS Y EN EL DISEÑO... TODOS LOS CUALES LOS DIAFRAGMAS NO SEAN SUFICIENTEMENTE RIGIDOS CAEN FUERA DEL ALCANCE DE LA PRESENTE NORMA.	8.3.3 RIGIDEZ DE LOS DIAFRAGMAS. SIMILAR A LA VERSION ANTERIOR. CAMBIA LOS ENTREPISOS POR PISOS Y TECHO.	SIMILAR... INDEPENDIENTEMENTE DE LAS IRREGULARIDADES DE SECC. 6.5.2 PARA DIAFRAGMA FLEXIBLE CUANDO LAS DERIVAS O CORTANTES EXCEDA EL 30% DE LOS CALCULADOS CON DIAFRAGMAS RIGIDOS	igual	LA VERSION DEL 82 RECOMIENDA EL USO DE ESTRUCTURAS CON PLANTAS USUALES PARA EVITAR PROBLEMAS DE FLEXIBILIDAD EN CAMBIO LA 5 VERSIONES SIGUIENTES ESTABLECE EN EL CAPITULO 8.7 UN METODO PARA ANALIZAR PISOS Y TECHOS QUE NO POSEEN LA RIGIDEZ NECESARIA. DEBERA CONSIDERARSE SU FLEXIBILIDAD.	

SECCION	NORMA COVENIN 1756					OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	
CAPITULO 8	8.4 SUPERPOSICION DE LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES. PODRAN MODELARSE ESTATICAMENTE POR LA ACCION DE UN CORTANTE HORIZONTAL APLICADO EN CADA PISO CON DICHA DIRECCION JUNTO CON UN MOMENTO TORSOR.	8.3.4 EFECTOS DE LA TABQUERIA SE PRESTARÁ PARTICULAR ATENCION A LA EVENTUAL INTERACCION DE LA ESTRUCTURA PORTANTE CON LA TABQUERIA	ADICIONALMENTE, SU DISPOSICION IRREGULAR EN PLANTA PUEDE GENERAR ASIMETRÍAS Y, EN CONSECUENCIA, INDUCIR EFECTOS TORSIONALES IMPORTANTES NO PREVISTOS EN EL ANALISIS.	SIMILAR A LA 98	igual	SE RELACIONA CON LA SECCION F DEL ARTICULO 8.4 DE LA VERSION ANTERIOR. POSEEN LOS MISMO CRITERIOS AMBAS VERSIONES.
		8.4 SUPERPOSICION DE LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES. LOS METODOS DEL CAP. 9 SUPERPONEN LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES.		SIMILAR A LA 98	igual	
	8.5 EFECTOS P.A. DEBERA TOMARSE CUANDO EL COCIENTE α EXCEDA EL VALOR 0.8. VER FORMULA 8-1.	8.5 SIMILAR A LA VERSION DEL FORMULA 8-1. EXCLUYE D. E LA ESTRUCTURA DEBERA SER REDIMENSIONADA EN ALGUN NIVEL EL VALOR DE α EXCEDA EL α MAX. DADO POR LA FORMULA 8-2 $\alpha = (0.5/R) \leq 0.25$	EN CADA DIRECCION DEBE OBTENERSE LA DERIVADA ELASTICA EL COCIENTE $\gamma = (V/V_{lim})$ MODIFICA LA FORMULA $\alpha = 0.5 (V/R) \leq 0.25$	similar A LA 98	<p>Si $\alpha > \alpha_{max}$ LA ESTRUCTURA DEBERA REDIMENSIONARSE YA QUE POTENCIALMENTE INESTABLE LA EXPRESION PARA $\alpha_{max} = 0.5 (V/D)$. El cociente $\gamma = (V/V_{lim})$ en la forma $\alpha = 0.65 (V/R) \leq 0.25$ si se verifica que $0.08 \leq \alpha \leq \alpha_{max}$. LAS SOLICITACIONES Y DESPLAZAMIENTOS DEBEN AMPLIFICARSE EN TODOS LOS NIVELES MEDIANTE UN PROCEDIMIENTO RACIONAL QUE TOME EN CUENTA LOS EFECTOS DE LAS CARGAS GRAVITATORIAS ACTUANDO SOBRE LA POSICION DESPLAZADA DE LA ESTRUCTURA HASTA EL EQUILIBRIO. (EFFECTO P-Δ)</p>	

SECCION	NORMA COVENIN 1786					DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
	<p>8.6 REQUISITOS PARA EL DISEÑO. LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS DEBERAN DISEÑARSE DEACUERDO CON LA NORMA 1783-81. Y DEBERAN ESTAR EN CAPACIDAD DE RESISTIR LAS COMBINACIONES INDICADAS EN EL CAPITULO 18. INCLUYEN LOS EFECTOS DE ACCELERACION VERTICAL.</p>	<p>8.6 COMBINACION DE ACCIONES. LAS ESTRUCTURAS DEBERAN DISEÑARSE DE ACUERDO A LA COMBINACION CUADRATICA COMPLETA, O LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE LOS MAXIMOS CORRESPONDIENTES A CADA DIRECCION DE SISMO.</p>	<p>8.6 COMBINACION DE EFECTOS. LAS ESTRUCTURAS DEBERAN DISEÑARSE PARA LA ACCION SIMULTANEA DE LAS DOS COMPONENTES SISMICAS HORIZONTALES CADA SOLICITACION SISMICA HORIZONTAL SE COMBINARA CON LA MISMA SOLICITACION DEBIDA A LA COMPONENTE SISMICA ORTOGONAL. DEACUERDO: a) LA RAZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS SOLICITACIONES CORRESPONDIENTES A CADA DIRECCION DEL SISMO.</p>		<p>8.6 COMBINACION DE EFECTOS. LAS ESTRUCTURAS DEBERAN DISEÑARSE PARA LA ACCION SIMULTANEA DE LAS DOS COMPONENTES SISMICAS HORIZONTALES CADA SOLICITACION SISMICA HORIZONTAL SE COMBINARA CON LA MISMA SOLICITACION DEBIDA A LA COMPONENTE SISMICA ORTOGONAL. DEACUERDO: a) LA RAZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS SOLICITACIONES CORRESPONDIENTES A CADA DIRECCION DEL SISMO.</p>	<p>LA VERSION DEL 82 PRESENTA QUE DEBIAN CUMPLIRSE LAS COMBINACIONES QUE ESTABLECE LA NORMA 1783 MIENTRAS LA VERSION DEL 98 ESTABLECE DOS CRITERIOS DE DISEÑO Y QUE SE DISENE PARA LA ACCION SIMULTANEA DE AMBAS COMPONENTES HORIZONTALES.</p>	
	<p>b) RESPUESTA EN LA DIRECCION VERTICAL. ELEMENTOS POSTENSADOS SE RECOMIENDA TOMAR EN CUENTA LA POSIBLE REDUCCION DE EN LAS REACCIONES DE LOS APOTOS $U=0.5CM+1.0S$</p>			<p>SE DEBERA CONSIDERAR LA SIMULTANEA DE LAS COMPONENTES ORTOGONALES CON LA REDUCCION APROPIADA POR LA NO PROBABLE SIMULTANEA DE LOS DE LOS MAXIMOS RESPECTIVOS.</p>			

SECCION	NORMA COVENIN 1756				
	1992	1998	2001		
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA
	<p>SUPERPOSICION DE LOS EFECTOS. LA PRESENTE NORMA NO PRESCRIBE LA SUPERPOSICION DE EFECTOS EN DIRECCIONES ORTOGONALES. SIN EMBARGO EN CIERTOS CASOS ESTE EFECTO PUEDE SER IMPORTANTE LA ATC 1978 PRESCRIBE GRAVEDAD \pm (100% SISMO X) \pm (80% SISMO Y) GRAVEDAD \pm (30% SISMO X) \pm (100% SISMO Y)</p>	<p>SE LA INCORPORACION \pm 100% DEL SISMO EN UNA DIRECCION PRINCIPAL CON EL 30% DEL SISMO EN DIRECCION ORTOGONAL Y VICEVERSA CON TODOS LOS SIGNOS POSIBLES.</p>	<p>B) EL VALOR ABSOLUTO DE LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A SISMOS EN UNA DIRECCION MAS 0.30 DEL VALOR ABSOLUTO DE LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A SISMO EN LA DIRECCION ORTOGONAL Y VICEVERSA.</p>	<p>EL CRITERIO DE LA RAZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS... AMBAS COMPONENTES TIENEN LA MISMA INTENSIDAD PARA NO INCURRIR EN SUBESTIMACIONES DE LA RESPUESTA.</p>	<p>LA VERSION DEL 92 EN EL ARTICULO NO PRESENTABA CRITERIOS MIENTRAS QUE EN LA VERSION COMENTARIOS INCLUYO UNA COMBINACION POR PORCENTAJES DE LAS ACCIONES DE LAS VERSIONES DEL 98 Y 01 INCLUYE ESTA COMBINACION EN EL ARTICULO.</p>
	<p>d) PROCEDIMIENTO DE DISEÑO. LOS FACTORES DE MAYORACION DEBERAN ADECUARSE A LA HIPOTESIS IMPLICITA DE DISEÑO.</p>		<p>C) OPCIONALMENTE SE PUEDE UTILIZAR EL CRITERIO COQ3. LA CUAL INCORPORA LA DIRECCION MAS DESFAVORABLE DEL MOVIMIENTO SISMICO.</p>	<p>EL SEGUNDO CRITERIO LLAMADO DE 30%, ES UNA LINEACION APROXIMADA DEL PRIMER CUANDO SE COMBINE CON OTRAS ES QUE INTERESA CONSIDERAR LA POSIBILIDAD DE INVERSION DE SIGNOS.</p>	

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982	1998	2001			
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	OBSERVACION
		e) CONTINUIDAD.		EL CRITERIO CQC3 ES RELATIVAMENTE UN A EXTENSION DEL CRITERIO DE LA COMBINACION CUADRATICA COMPLETA (CQC) ... CONSIDERA TODOS LAS POSIBLES DIRECCIONES DE LOS COMPONENTES SISMICAS HORIZONTALES JUNTO CON LA RELACION DE INTENSIDADES ENTRE ELLAS.		
	<p>6) VERIFICACION DE LOS EFECTOS DE LA TABQUERIA LA FALTA DE CONTINUIDAD Y AMARRE DE LA TABQUERIA A LA ESTRUCTURA HADADO ORIGEN EN DIVERSOS TERREMOTOS AL DESPRENDIMIENTO DE TROZOS DE LA MISMA - SEPARAR DE FORMA ADECUADA LA TABQUERIA DE LA ESTRUCTURA-EVITAR LA FALLA PREMATURA POR CORTE DE ALGUNO DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES ADYACENTES A LOS TABQUES - ALGUNAS NORMAS SE PREESCRIBE EL AMARRE Y LIGAZON DE LA TABQUERIA A LA ESTRUCTURA PRINCIPAL</p>			EL PROYECTISTA DEBE CONSIDERAR RAZONABLEMENTE TODAS LAS COMBINACIONES DUDOSAS EN FUNCION DE DEL SIGNIFICADO DE LAS DE LAS SOLICITACIONES A COMBINAR Y DE LA INTERACCION ENTRE ELLAS.		

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	OBSERVACION
			<p>III) LAS SOLICITACIONES SE CONSIDERARA ALTERNAMENTE CON LOS DOS SIGNOS</p>	<p>LA COMPONENTE VERTICAL ACTUA SOBRE DOS MODOS DE VIBRACION DE GRAN COMPONENTE VERTICAL TOMANDO EL ESPECTRO VERTICAL OGUAL A 2/3 TENEMOS $S_H = \pm$, 2/3 $a_{o.0.5}$ Ao CP LA NORMA A SEMEJANZA DE FEMA 1997</p> <p>ESTIPULA LA ADICION DE 1.0.0.5 Ao CP A LOS EFECTOS DE SISMO HORIZONTAL. NOTESE QUE ESTA EXPRESION EQUIVALE A OBTENER $S = SH - 0.30 SZ$</p>		<p>SE CONSIDERA ALTERNAR CON LOS DOS SIGNOS</p>
			<p>III) LOS MIEMBROS GOBERNADOS POR LA ACCION SIMULTANEA DE VARIAS SOLICITACIONES SE DEBERAN CONSIDERAR SIGNOS RELATIVOS O LOS SIGNOS MAS DESFAVORABLES.</p>			<p>SE CONSIDERAN LOS SIGNOS MAS DESFAVORABLES</p>

SECCIÓN	NORMA COVENIN 1756				
	1982	1998	2001	SECCIÓN DE COMENTARIOS	DIFERENCIA
CAPÍTULO 8	RESUMEN	RESUMEN	RESUMEN	SECCIÓN DE COMENTARIOS	OBSERVACION
			IV) EN LAS COMBINACIONES DE LA SECCIÓN II.4.4 SE CONSIDERARÁ COMO LA SUMA DEL EFECTO DE LAS COMPONENTES SISMICAS HORIZONTALES COMBINADAS SH MAS LOS EFECTOS ALTERNANTES DE LA COMPONENTE SISMICA VERTICAL S=SH- (0.2 a 0.8 AO/PTOMANDOSE EL SIGNO MAS DESFAVORABLE. LOS VOLADIZOS DEBE CONSIDERARSE UNA ACCION NETA HACIA ARRIBA DE (0.2 a 0.8 AO/CP	IV) EN LAS COMBINACIONES DE LA SECCIÓN II.4.4 SE CONSIDERARÁ COMO LA SUMA DEL EFECTO DE LAS COMPONENTES SISMICAS HORIZONTALES COMBINADAS SH MAS LOS EFECTOS ALTERNANTES DE LA COMPONENTE SISMICA VERTICAL S=SH- (0.2 a 0.8 AO/PTOMANDOSE EL SIGNO MAS DESFAVORABLE. LOS VOLADIZOS DEBE CONSIDERARSE UNA ACCION NETA HACIA ARRIBA DE (0.2 a 0.8 AO/CP	CONCIDE CON LA SECCION 7.3.1.1 DE LA VERSION DE 1998
			V) EN LAS COMBINACIONES ESPECIALES SE INCORPORA EL FACTOR DE SOBRESISTENCIA	V) EN LAS COMBINACIONES ESPECIALES SE INCORPORA EL FACTOR DE SOBRESISTENCIA	SE CONSIDERA EL FACTOR DE SOBRESISTENCIA SOBRE LAS COMBINACIONES ESPECIALES.
		8.7 DISPOSITIVOS PARA REDUCIR LA RESPUESTA SISMICA SE AUTORIZA EL EMPLEO DE DISPOSITIVOS DEBIDAMENTE JUSTIFICADOS, SISTEMAS DE AISLAMIENTO SISMICO	8.7 DISPOSITIVOS PARA REDUCIR LA RESPUESTA SISMICA SE AUTORIZA EL EMPLEO DE DISPOSITIVOS DEBIDAMENTE JUSTIFICADOS, SISTEMAS DE AISLAMIENTO SISMICO Y AMORTIGUAMIENTO	8.7 SIMILAR EXCEPTO LA DEFINICION DE ACCIONES SISMICAS CUANDO SE USAN SISTEMAS DE AISLAMIENTO AMERITA ESTUDIOS ESPECIALES	LAS DOS VERSIONES DONDE SE ESTABLECEN ESTOS CRITERIOS AUTORIZAN EL EMPLEO DE DISPOSITIVOS SIEMPRE Y CUANDO SE JUSTIFIQUE SU ACCION, APRUEBAN LA METODOLOGIA DE IBCO 1997 Y NERD 1997.
			8.8 EFECTOS DE LA INTERACCION DE SUELO-ESTRUCTURA PODRIAN INCORPORAR ESTOS EFECTOS LAS EDIFICACIONES CLASIFICADAS COMO REGILARES EN LA DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS Y LOS CORRESPONDIENTES DESPLAZAMIENTOS.	8.8 EFECTOS DE LA INTERACCION DE SUELO-ESTRUCTURA PODRIAN INCORPORAR ESTOS EFECTOS LAS EDIFICACIONES CLASIFICADAS COMO REGILARES EN LA DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS Y LOS CORRESPONDIENTES DESPLAZAMIENTOS.	LOS ESFUERZOS SUELO-ESTRUCTURA EN ESTRUCTURAS ALTAS Y TERRENOS BLANDOS REDUCEN LOS VALORES DE V _o Y INCREMENTANDO EL EFECTO P-A

SECCIÓN	NORMA COVENIN 1786				
	1982	1998	2001	SECCIÓN DE COMENTARIOS	
	RESUMEN	SECCIÓN DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCIÓN DE COMENTARIOS	DIFERENCIA
CAPÍTULO 9	<p>Tabla 9.1</p> <p>OTRAS DOS VÍAS ALTERNAS DE ANÁLISIS PARA EL CASO DE ESTRUCTURAS REGRESIVAS CON EXCENTRICIDADES ESTÁTICAS COMPARTIDAS ENTRE EL 4% Y EL 12% DE LA DIRECCIÓN NORMAL A LA DIRECCIÓN ANALIZADA.</p>				
		<p>9.1.2 ANÁLISIS DINÁMICO PLANO. LOS EFECTOS TRASLACIONALES SE DETERMINAN SEGÚN EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL. (ARTÍCULO 9.4). LOS EFECTOS TORSIONALES SE DETERMINAN CON EL MÉTODO DE LA TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE (ARTÍCULO 9.5).</p>	IGUAL		<p>PARA LOS EFECTOS TRASLACIONALES, SUPERPOSICIÓN DE 100% Y PARA LOS TORSIONALES EL MÉTODO DE TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE.</p>
		<p>9.1.3 ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL. LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y LOS EFECTOS TORSIONALES SE DETERMINAN SEGÚN EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL. (ARTÍCULO 9.6).</p>	IGUAL		<p>PARA AMBOS EFECTOS TORSIONALES Y TRASLACIONALES EL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON 3 DGL.</p>
		<p>9.1.4 ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAGRAMA FLEXIBLE. LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y LOS EFECTOS TORSIONALES SE DETERMINAN SEGÚN LO ESTIPULADO EN EL ARTÍCULO 9.7 EN EL CUAL SE INCLUYE LA FLEXIBILIDAD DEL DIAGRAMA.</p>	IGUAL		<p>PARA AMBOS EFECTOS TORSIONALES Y TRASLACIONALES EL ARTÍCULO 9.7 INCLUYE FLEXIBILIDAD DE ANCLAJE.</p>
		<p>9.1.5 OTROS MÉTODOS DE ANÁLISIS. EN EL ARTÍCULO 9.8 SE PRESENTA UN MÉTODO ALTERNATIVO A LOS MÉTODOS ANTERIORMENTE DESCRITOS, RECOMENDABLE PARA EL CASO DE ESTRUCTURAS NO TIPIFICADAS EN ESTA NORMA. EN EL ARTÍCULO 9.9 SE PRESENTA UN PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO QUE PUEDE SER UTILIZADO OPCIONALMENTE EN CONJUNTO CON LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS DESCRITOS PREVIAMENTE.</p>	IGUAL		<p>ESTA SECCIÓN ES PARA ESTRUCTURAS NO TIPIFICADAS EN LA NORMA.</p>

NORMA COVENIN 1756						
SECCI ON	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS
C A P I T U L O 9			9.2 SELECCION DE LOS METODOS DE ANALISIS EN LAS TABLAS 9.1 Y 9.2 SE ESTABLECEN LOS METODOS DE ANALISIS QUE COMO MINIMO DEBEN SER EMPLEADOS. RESPECTIVAMENTE PARA LAS EDIFICACIONES REGULARES Y LAS IRRREGULARES, SEGUN LA CLASIFICACION DEL ARTICULO 6.5 LOS METODOS ESPECIFICADOS PUEDEN SUSTITUIRSE POR OTROS MÁS REFINADOS SEGUN EL ORDEN DADO EN EL ARTICULO 9.1.		IGUAL	
			TABLA 9.2 SELECCION DEL METODO DE ANALISIS PARA EDIFICIOS IRREGULARES TABLA 9.4 REQUERIMIENTO MINIMO PARA ESTRUCTURAS DEPENDIENDO DEL TIPO DE IRRREGULARIDAD TANTO VERTICALMENTE COMO EN PLANTA. (ANALISIS DINAMICO ESPACIAL, PLANO Y DIAGRAMA FLEXIBLE).		IGUAL	
				(SECCION 6.5.2) REQUERIMIENTO MINIMO VERTICAL a.1, a.2, a.4, a.7, a.8 ANALISIS DINAMICO ESPACIAL (Sección 9.1.3), a.3, a.5, a.6 ANALISIS DINAMICO PLANO (SECCION 9.1.3), EN PLANTA b.1, b.2, b.3 ANALISIS DINAMICO ESPACIAL (SECCION 9.1.3), B.4 ANALISIS DINAMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE (SECCION 9.1.4)		IGUAL

SECCION	NORMA COVENIN 1756						OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	SECCION DE COMENTARIOS	
9.1.1 FUERZA CORTANTE BASAL. LA FORMULA 9.2 DESCRIBE APROXIMADAMENTE LA REDUCCION EN EL CORTANTE V_0 CON EL NUMERO DE PISOS DEL EDIFICIO EN AQUELLOS CASOS DONDE EL EFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES ES DESPRECIABLE LA FUERZA CORTANTE BASAL CALCULADA DE ACUERDO A ESTE PROCEDIMIENTO DE ANALISIS DINAMICO QUE EL QUE RESULTA DE LA APLICACION DE OTRAS NORMAS	9.1.1 FUERZA CORTANTE BASAL. LA FORMULA 9.2 DESCRIBE APROXIMADAMENTE LA REDUCCION EN EL CORTANTE V_0 CON EL NUMERO DE PISOS DEL EDIFICIO EN AQUELLOS CASOS DONDE EL EFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES ES DESPRECIABLE LA FUERZA CORTANTE BASAL CALCULADA DE ACUERDO A ESTE PROCEDIMIENTO DE ANALISIS DINAMICO QUE EL QUE RESULTA DE LA APLICACION DE OTRAS NORMAS	-	IGUAL				
9.1.1 DISTRIBUCION VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO A LOS EFECTOS TRASLACIONALES SE OBTIENEN AL DISTRIBUIR VERTICALMENTE LA FUERZA CORTANTE BASAL (V_0). $F_i = \frac{V_0}{h} \times \frac{h_i}{\sum h_i}$ DONDE F_i = (9.06) F_i = (9.08) ENTRE LOS VALORES $0.04V_0 \leq F_i \leq 0.10V_0$ y $F_i = (V_0 - F_1) / (W_1 \sum W_j / h_j) - (9.09)$	LOS VALORES PROPUESTOS PARA FI HAN SIDO DETERMINADOS DE MANERA TAL QUE EL CORTANTE EN LA PARTE SUPERIOR SE APROXIMA AL CORTANTE MAXIMO QUE PROVIENE DE LA RESPUESTA DINAMICA DEL EDIFICIO.	-	-				
9.2.4 VOLCAMIENTO. $M_R = p \sqrt{F_{0.5} - 0.8}$ (9.10) DONDE $p=1$ PARA 3 NIVELES SUPERIORES Y $p= (1 - 0.04 (T/T^*))$ PARA TODOS LOS NIVELES POR DEBAJO DE LOS 3 NIVELES SUPERIORES ENTRE LOS NIVELES 5 Y 8 SE REALIZARA UNA INTERPOLACION LINEAL	SALVO EN ESTRUCTURAS TIPO PENDULO EL ATC PERMITE UNA REDUCCION DEL 25% EN LOS MOMENTOS DE VOLCAMIENTO A NIVEL DE LA INTERFAC SUELO-FUNDACION. CUALQUIERA SEA LA ALTURA DEL EDIFICIO	-	-				

SECCION	NORMA COVENIN 1756				DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS		
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
CAPITULO 9	9.2 METODO ESTATICO EQUIVALENTE 9.2.1 FUERZA CORTANTE BASAL $V_0 = \mu \cdot A_d \cdot w$ donde w es el peso y A_d se extrae de la seccion 7.2. Y μ esta entre los valores mayores de $\mu = 3/2$ ($(N+1)/2N+1$) y $\mu = 0.80+1/20 ((T/7)^{0.5}-1)$.	LA APLICACION DE ESTE METODO ESTA LIMITADA A EDIFICIOS QUE SEAN CLASIFICADOS COMO REGULARES A ALTURAS NO MAYORES DE 20 PISOS O 60 METROS. DADA LA ABUNDANCIA DE LOS CASOS POSIBLES DE IRRREGULARIDADES... SE HA OPTADO POR MANTENER LA APLICABILIDAD DEL METODO SOLO A EDIFICIOS QUE PUEDAN SER CLASIFICADOS COMO REGULARES.	9.3.1 METODO ESTATICO EQUIVALENTE LA FUERZA CORTANTE BASAL V_0 EN CADA DIRECCION DE ANALISIS SE DETERMINARA DE ACUERDO CON LA EXPRESION: $V_0 = \mu \cdot A_d \cdot (0.1) \cdot 4000 \cdot A_d =$ ORDENADA DEL ESPECTRO DE DISEÑO DEFINIDA EN EL ARTICULO 7.2, PARA EL PERIODO T DADO EN LA SECCION 9.3.1. $w =$ PESO TOTAL DE LA EDIFICACION POR ENCIMA DEL NIVEL DE BASE (Artículo 7.1). $\mu =$ MAYOR DE LOS VALORES DADOS POR: $\mu = 1.40 + 0.9/20N + 1/20$ (9.2) Y $\mu = 0.8 + 1/20 ((T/7)^{0.5}-1)$ DONDE N = NUMERO DE NIVELES Y T = PERIODO FUNDAMENTAL EN SEGUNDOS DADO EN LA TABLA 7.1. EL VALOR V_0 DEBE SER MAYOR O IGUAL QUE EL CORPONENTE SIMETRICO MINIMO ESTABLECIDO EN EL ARTICULO 7.1.	IGUAL		LAS VERSIONES ESTABLECEN LOS MISMOS CRITERIOS PARA OBTENER EL CORTE BASAL CON LAS MODIFICACIONES DEL ARTICULO 7.2 LAS DEL 98 Y 01 AGREGAN MODIFICACIONES EN EL FACTOR DE MODIFICACION DE CORTANTES μ
	9.3 METODO SIMPLIFICADO 9.3.1 FUERZA CORTANTE EN LA BASE $V_0 = (0.40 \cdot (0.7+1) \cdot D+1) \cdot W$	Ofrece la alternativa para la verificación sísmica de edificaciones de no más de 3 pisos o 10.5 metros de altura y consiste en la aplicación del método estático y equivalente. Se considero expresar el corte en la base en forma independiente del periodo	9.3.2.1 EN CADA DIRECCION DE ANALISIS EL PERIODO FUNDAMENTAL SE CALCULARA SEGUN SE ESTABLECE EN LA FORMULA SIGUIENTE: $T = 2\pi \cdot \sqrt{(W_1 / G_0) \cdot 2} / (G_0 \cdot Q_0 \cdot G_0)$ Donde: $Q_0 =$ FUERZA LATERAL APLICADA EN EL CENTRO DE MASAS DEL NIVEL I DEL EDIFICIO Y DADA POR: $Q_0 = W(W_1 h_1 / W_1 h_0)$	IGUAL		

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS
CAPITULO 9	9.3 EFECTOS TORSIONALES Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES. LOS EFECTOS TORSIONALES Y LA VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES QUEDAN A JUICIO DEL PROYECTISTA USANDO LA SECCION 9.5	QUEDAN A JUICIO DEL PROYECTISTA ES RECOMENDABLE SATISFACER LOS REQUISITOS DE 9.5 Y 10.3			IGUAL	
			<p>DONDE P_t = FUERZA LATERAL CONCENTRADA EN EL NIVEL N CALCULADA DE ACUERDO CON LA SIGUIENTE EXPRESION: $P_t = (0.06(T/T^*) - 0.02)V_0$ ACOTADA ENTRE $0.04 V_0 \leq P_t \leq 0.10 V_0$ Y $P_t = (V_0 F_0) / (W_1 h_1)^2$ W1, h1 LAS FUERZAS P_t Y F_t SE APLICARAN EN LOS CENTROS DE MASAS DEL RESPECTIVO NIVEL</p>		IGUAL	
	9.4 METODO DE SUPERPOSICION MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL 9.4.1. Nomenclatura (seccion 9.2)	ES APLICABLE PARA CALCULAR LA RESPUESTA ELASTICA LINEAL DE ESTRUCTURA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD. LA RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA ESTA CUANTIFICADA POR LA SUPERPOSICION DE RESPUESTAS INDIVIDUALES EN CADA UNO DE SUS MODOS NATURALES DE VIBRACION. CONSTITUYE UNA BUENA APROXIMACION PARA EL ANALISIS DE RESPUESTA LINEAL C9.4.1 NOMENCLATURA ES SIMILAR A LA DE 9.2	<p>PARA LA APLICACION DE ESTE METODO LA EDIFICACION DEBERA SER MODELADA COMO UN SISTEMA DE MASAS CONCENTRADAS EN CADA NIVEL, TENIENDO CADA UNA DE ELLAS UN GRADO DE LIBERTAD CORRESPONDIENTE AL DESPLAZAMIENTO LATERAL EN LA DIRECCION CONSIDERADA</p>		IGUAL	
	9.4.2 MODELO MATEMATICO. LA EDIFICACION DEBE SER MODELADA COMO UN SISTEMA DE MASAS CONCENTRADAS EN CADA UNA DE ELLAS UN GRADO DE LIBERTAD CORRESPONDIENTE AL DESPLAZAMIENTO LATERAL DE LA DIRECCION CONSIDERADA.	SE LO SE CONSIDERA UN GRADO DE LIBERTAD POR PLANTA. ES DECIR, TRATACION DE UN PLANO. DETERMINA LAS FUERZAS INDUCIDAS DE UNA RESPUESTA DINAMICA DE UNA EDIFICACION SUS PROPIEDADES DINAMICAS	9.4.2 METODOS LAS FORMAS MODALES Y SUS CORRESPONDIENTES PERIODOS DE VIBRACION EN LA DIRECCION ANALIZADA SE CALCULAN TENIENDO EN CUENTA LAS RIGIDEZES ELASTICAS Y LAS MASAS DEL SISTEMA.		IGUAL	

SECCION	NORMA COVENIN 1756				
	1992	1998	2001		
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	OBSERVACION
C A P I T U L O 9	9.4.3 MODOS – SE USARAN RIGIDEZES ELASTICAS Y MASAS DEL SISTEMA.	EL N° D DE MODOS MINIMO SE PRESCRIBE EN LA SECCION 9.4.4	9.4.3 ANALISIS: El factor de participación γ_i de cada modo de vibración está dado por: $\gamma_i = \frac{1}{M_k \Phi_k} \sum_j M_k \Phi_k \cdot K_{ij}$. El desplazamiento máximo u_{ij} y la fuerza lateral F_{ij} en el piso k del modo j están dados por: $u_{ij} = \Phi_{kj} \gamma_i A_d g(T) 2 \pi$. $F_{ij} = M_k \cdot \Phi_{kj} \cdot \gamma_i \cdot A_d$. El corrimiento V_{ij} en la base del edificio, en el modo j está dado por: $V_{ij} = \beta_j \cdot M \cdot A_d \cdot g$. Siendo: $\beta_j = \frac{1}{1 + M(\sum_k M_k \Phi_k^2) / 2 \sum_k M_k \Phi_k^2}$.	IGUAL	
	9.4.4 Analisis: a) < 10 pisos: $N1 = \frac{1}{4} (T1/T^* - 1.5) + 3$ b) > 20 pisos: $N1 = 2.3 (T1/T^* - 1.5) + 4$	EL EFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES EN LA MAXIMA RESPUESTA DINAMICA DEPENDE PRINCIPALMENTE DEL TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL DEL NUMERO DE PISOS Y DE LA VIBRACION DE LOS PERIODOS NATURALES DEL EDIFICIO EN EL ESPECTRO SISMICO CONSIDERADO.	9.4.4 NUMERO DE MODOS DE VIBRACION EN CADA DIRECCION. EL ANALISIS DEBE POR LO MENOS INCORPORAR EL NUMERO DE MODOS $N1$ QUE SE INDICA A CONTINUACION: A) PARA EDIFICIOS CON MENOS DE 20 PISOS: $N1 = \frac{1}{4} (T1/T^* - 1.5) + 3$ B) PARA EDIFICIOS CON 20 PISOS O MAS: $N1 = 2.3 (T1/T^* - 1.5) + 4$ C) LOS VALORES $N1$ DEBEN REDONDEARSE AL ENTERO INMEDIATO SUPERIOR. PARA ESTRUCTURAS DE MENOS DE 3 PISOS, EL NUMERO DE MODOS A INCORPORAR ES IGUAL AL NUMERO DE PISOS.	IGUAL	
	9.4.5 CORTE BASAL MODAL $V_{base} = W \cdot A_{lim}$ Donde: $W = \sum_k W_k \Phi_{km} / \sum_k W_k \Phi_{2m}$	LA RESPUESTA SISMICA PUEDE CALCULARSE COMO LA COMBINACION DE RESPUESTAS INDEPENDIENTES DEL EDIFICIO VIBRANDO EN CADA UNO DE LOS MODOS CONSIDERADOS	9.4.5 COMBINACION MODAL EL CORTE BASAL Y LA FUERZA CORTANTE EN CADA NIVEL SE DETERMINARAN POR COMBINACION DE LOS RESPECTIVOS VALORES MODALES. LA COMBINACION SE LLEVARA A CABO TOMANDO LA RAIZ CUADRADE DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE CADA VALOR MODAL O POR LA COMBINACION CUADRATICA COMPLETA A PARTIR DE LAS FUERZAS CORTANTES SE OBTENDRAN LAS FUERZAS CONCENTRADAS EN CADA NIVEL. LAS CUALES SE APLICARAN EN LOS RESPECTIVOS CENTROS DE MASA.	IGUAL	

NORMA COVENIN 1756						
SECCI ON	RESUMEN	1982	1996	2001	DIFERENCIA	OBSERVACION
		SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O 9	9.4.6 Fuerzas Nodales: $F_m = C_m V_m$ Donde: $C_m = W_1 \# m_1^2 W_1 \# g_m$	SE CALCULAN LAS FUERZAS MODALES F_m EN CADA NIVEL	9.4.6 CONTROL DE CORTANTE BASAL Y VALORES DE DISEÑO EL CORTANTE BASAL VO DEBERA COMPARARSE CON EL CALCULADO SEGUN LA SECCION 9.3.1 con un periodo $T = 1.6 T_n$. POSTERIORMENTE SE CONSIDERARAN LOS EFECTOS PARA SEGUN EL ARTICULO 8.5 PARA OBTENER LOS INCREMENTOS EVENTUALES DE FUERZAS CORTANTES. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS FINALMENTE SE CONSIDERARAN LOS EFECTOS TORSIONALES SEGUN EL ARTICULO 9.5 Y SE AÑADIRAN SUS EFECTOS A LOS RESULTADOS DEL ANALISIS ANTERIOR. LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO SERAN MULTIPLICADAS POR EL FACTOR C QUE INCORPORA LAS INCERIDUMBRES EN LA DETERMINACION DE LOS PERIODOS DEL EDIFICIO. EL FACTOR C ES EL MAYOR VALOR ENTRE LOS COEFICIENTES $A_0^* A_1^*$ y $A_2^* A_3^*$	9.4.6 SIMILAR A LA VISION ANTERIOR EXCEPTO QUE ELIMINA LA PARTE QUE ORDENA QUE LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO SEAN MULTIPLICADAS POR EL FACTOR C		
	9.4.7 VALORES DE DISEÑO. LOS VALORES DE DISEÑO PARA EL CORTANTE BASAL Y LA FUERZA CORTANTE SE DETERMINAN COMBINANDO LOS RESPECTIVOS VALORES MODALES VO SE COMPARA CON EL CALCULADO EN LA seccion 9.2.1 con $T=1.4T_n$ Y SE DETONARA $V_o V_o V_o W > V_o V_o$ enuncies $V_o V_o V_o W >$ QUE EL MINIMO COEFICIENTE DE DISEÑO DADO EN LA SECCION 9.2.1.	SE ESPECIFICA EL PROCEDIMIENTO DE ACUERDO AL CUAL DEBEN COMBINARSE EN CADA NIVEL LOS VALORES MODALES DE LAS FUERZAS CORTANTES DEBE LLAMARSE LA ATENCION DE QUE EL METODO EN CUESTION NO SIEMPRE CONDUCE A LAS PREDICCIONES CONSERVADORAS.				

SECCI ON	NORMA COVENIN 1756						OBSERVACION
	1982	1996	2001	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
	<p>RESUMEN</p>	<p>SECCION DE COMENTARIOS</p>	<p>RESUMEN</p>	<p>SECCION DE COMENTARIOS</p>	<p>RESUMEN</p>	<p>SECCION DE COMENTARIOS</p>	
C A P I T U L O 9		<p>El valor mínimo de γ_0 del corte basal, calculado por el método estático equivalente persiga acotar reducciones excesivas que pudiesen ocurrir si los periodos naturales calculados resultasen sensiblemente mayores que los reales, los periodos de vibración reales son relativamente menores.</p>					
	<p>9.5. Método para determinar la torsión estática equivalente $M_{Te}=V/(e+0.10\beta)$ y $M_{Te}=V/(e+0.10\beta)$. Donde e= excentricidad en dirección normal, γ= factor de amplificación dinámica de estructura. Elementos que contribuyen a la rigidez lateral en el perímetro de la planta $\gamma=1.5$. Alin proporción de rigidez hacia el centro del edificio $\gamma=3$, y el resto $\gamma=3$.</p>	<p>Las fuerzas cortantes calculadas como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los máximos en cada modo de vibración, generalmente conduce a momentos de volcamientos mayores que los reales.</p>	<p>9.5. METODO DE LA TORSION ESTATICA EQUIVALENTE. En cada nivel y en cada dirección se incorporan los efectos de los momentos torsores indicados, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez. En cada nivel y en cada dirección los momentos torsores se obtienen por medio de las siguientes fórmulas: $M_x = V_x (e + 0.1\beta)$ Y $M_y = V_y (e + 0.1\beta)$</p>		<p>9.5 METODO DE LA TORSION ESTATICA EQUIVALENTE. En cada nivel y en cada dirección se incorporan los efectos de los momentos torsores indicados, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez. En cada nivel y en cada dirección los momentos torsores se obtienen por medio de las siguientes fórmulas: $M_x = V_x (e + 0.06\beta)$ Y $M_y = V_y (e + 0.06\beta)$</p>		<p>LA VERSION DE 1982 DEFINE FORMULAS DEL MOMENTO TORSOR INCLUYENDO EN UNA DE ELLAS EL FACTOR DE AMPLIFICACION DINAMICA DE LA ESTRUCTURA. LA DEL 98 INCLUYE EL MISMO FACTOR MAS EL FACTOR DE CONTROL DE DISEÑO DE LA ZONA MAS RIGIDA EN PLANTA OFRACIENDO CRITERIOS PARA CALCULARLAS Y LA DEL 2001 MODIFICA EL CALCULO DEL MOMENTO TORSOR AL IGUAL QUE LOS DE OBTENCION DEL FACTOR DE AMPLIFICACION Y CONTROL DE DISEÑO.</p>

SECCION	NORMA COVENIN 1756					DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
C A P I T U L O 9	<p>9.6 METODO DE SUPERPOSICION MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL 9.6.1 GENERALIDADES. Toma en cuenta las vibraciones traslacionales y rotacionales de edificación y consideran 3 grados de libertad para cada nivel.</p>	<p>Los factores de modificación de la excentricidad, para cada dirección, se pueden calcular según las siguientes expresiones: $r=1-[(6.25-20.6Q)Q]^4$ para $0.5 \leq Q \leq 1$, $r=1-[(4-16Q)Q]^4$ para $1 \leq Q \leq 2$, $r=1.5$ para $2 \leq Q$, $r=6(Q-1)-0.6$ pero acotado $-1 \leq r \leq 1$</p>	<p>Los factores de modificación de la excentricidad, para cada dirección, se pueden calcular según las siguientes expresiones: $r=1-[(4-16Q)Q]^4$ para $0.5 \leq Q \leq 1$, $r=1-[(4-16Q)Q]^4$ para $1 \leq Q \leq 2$, $r=1$ para $2 \leq Q$, $r=6(Q-1)-0.6$ pero acotado $-1 \leq r \leq 1$</p>				
	<p>Tiene por objeto evaluar la respuesta dinámica y constituye una alternativa de uso general para el análisis de todos los tipos de estructuras especificadas en estas normas. Su empleo es prescriptivo en aquellas edificaciones para las cuales no es válido el método de la sección 9.5. En este método se consideran como coordenadas de respuesta modal los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel.</p>	<p>9.6 METODO DE ANALISIS DINAMICO ESPACIAL DE SUPERPOSICION MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL 9.6.1 GENERALIDADES. Este método toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y rotacionales de la edificación y consideran tres grados de libertad para cada nivel.</p>	<p>IGUAL</p>			<p>LA DEL 82 OFRECE TRES GRADOS DE LIBERTAD Y LOS VALORES DE RESPUESTA SE DETERMINAN MEDIANTE CRITERIOS DE COMBINACION MODAL APROPIADA LA VERSION DEL 98 AL AGUAL QUE LA DEL 01 OFRECE 3 GRADOS DE LIBERTAD.</p>	
	<p>9.6.2 Valores de diseño. Se calculan $3N1$ donde $N1$ se da por formulas (9-13 y 9-14)</p> <p>Los valores de la respuesta se determinan mediante criterios de combinación modal apropiados. Se deberán incorporar los efectos de la excentricidad de la fuerza cortante igual al 10% del ancho de la planta en la dirección perpendicular analizada.</p>	<p>9.6.2 VALORES DE DISEÑO. 9.6.2.1 RESPUESTA DINAMICA El número mínimo de modos de vibración ($N3$) a utilizar en el análisis dinámico, será el mayor entre los dos siguientes valores: 1) $N3 = 3N1$, donde $N1$ está dado por las formulas (9.17) y (9.18) de la Sección 9.4.4. 2) $N3 =$ Número de modos que garantice que la suma total de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio para cada una de las direcciones de análisis.</p>	<p>IGUAL</p>				

SECCI ON	NORMA COVENIN 1756				
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	OBSERVACION
	<p>RESUMEN</p> <p>V_o deberá compararse con el calculado en la sección 9.2.1 (V_o) con periodo $T=1.4T_a$. Cuando $V_o < V_o$ los valores se multiplicaran por (V_o/V_o). V_o no será menor al coeficiente dado en la sección 7.1.1</p> <p>2) respuesta modal a sismo en la dirección X</p> <p>3) respuesta modal a sismo en la dirección Y</p> <p>4) combinación de respuestas modales a sismo en la dirección X</p>	<p>RESUMEN</p> <p>9.6.2.2 TORSIÓN ADICIONAL. Los efectos de la componente rotacional del terreno y de las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez, se incluyen en el diseño aumentando a los resultados del análisis dinámico, las solicitaciones más desfavorables que resulten de aplicar estaticamente sobre la edificación los siguientes momentos nominales:</p> <p>Para sismo X: $M_{dx} = V_{dx} (0.10B_{dx})$ Para sismo Y: $M_{dy} = V_{dy} (0.10B_{dy})$ Para sismo en la dirección X, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de M_{dx}, conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{dx}. Para sismo Y, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de M_{dy}, conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{dy}.</p> <p>9.6.2.3 COMBINACION DE LA RESPUESTA DINAMICA Y LA TORSION ADICIONAL. A los valores absolutos de las respuestas dinámicas R_{dx} y R_{dy} obtenidas de aplicar la Subsección 9.6.2.1, para sismo en la dirección X y para sismo en la dirección Y, respectivamente, se les añade el valor absoluto obtenido de las sollicitaciones resultantes de aplicar la torsión adicional, R_{dx} y R_{dy} obtenidas de aplicar la Subsección 9.6.2.2, para determinar las sollicitaciones sísmicas completas en cada dirección R_{dx}^* y R_{dy}^*, en cada miembro o plano resistente. Para sismo X: $R_{dx}^* = R_{dx} + R_{dx}$ Para sismo Y: $R_{dy}^* = R_{dy} + R_{dy}$</p>	<p>RESUMEN</p> <p>9.6.2.2 TORSIÓN ADICIONAL. Los efectos de la componente rotacional del terreno y de las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez, se incluyen en el diseño aumentando a los resultados del análisis dinámico, las solicitaciones más desfavorables que resulten de aplicar estaticamente sobre la edificación los siguientes momentos nominales:</p> <p>Para sismo X: $M_{dx} = V_{dx} (0.05B_{dx})$ Para sismo Y: $M_{dy} = V_{dy} (0.05B_{dy})$ Para sismo en la dirección X, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de M_{dx}, conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{dx}. Para sismo Y, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de M_{dy}, conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{dy}.</p> <p>IGUAL</p>	<p>SECCION DE COMENTARIOS</p>	<p>DIFERENCIA</p> <p>PARA LA VERSION DEL 2001 DISMINUYE EL VALOR QUE MULTIPLICA A B_{dx} PARA SISMO EN DIRECCION X.</p>
C A P I T U L O 9					

SECCION	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
CAPITULO 9	-	8) en cada línea resistente, agregar los resultados obtenidos en (4) y (5) el efecto más desfavorable de la excentricidad accidental.	9.7.3.2 NÚMERO DE MODOS. El número de modos de vibración a utilizar en el análisis es aquel que garantice que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo, excede el 90% por ciento (90%) de la masa total del edificio.		IGUAL			
	-	Cuando se trate de edificaciones irregulares y se desee aumentar la confiabilidad de los resultados se hace necesario considerar la simultaneidad de los sismos X e Y	9.7.3.3 COMBINACIÓN MODAL. La combinación de los máximos valores de respuesta en cada modo, se hará según el criterio de la combinación cuadrática compuesta como se indica en la Subsección 9.6.2.1, para cada dirección del sismo.		IGUAL			
	-	-	9.7.4 TORSIÓN ADICIONAL. Los efectos de excentricidades accidentales y de la componente rotacional del terreno se incluyen en el diseño considerando los siguientes cuatro casos adicionales de análisis dinámico. En cada caso, se modificará la distribución de masa de cada piso, de manera gradual, tal que el centro de masa se desplace una distancia de en dirección X y una distancia de en dirección Y.		IGUAL			
	-	-	9.7.5 COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA Y LA TORSIÓN ADICIONAL. Las solicitaciones sísmicas de diseño para cada miembro estructural, son las más desfavorables de las obtenidas al comparar los resultados de los cuatro análisis descritos en la Sección 9.7.4 con los resultados del análisis dinámico del edificio sin modificar la posición de los centros de masa.		IGUAL			

SECCION	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
CAPITULO 9			<p>9.7.6 CONTROL DE CORTANTE MINIMO. Los cortes basales V_{ox} y V_{oy} serán los correspondientes al análisis con los centros de masa no desplazados en cada una de las direcciones principales X, Y del edificio. Las soluciones mínimas de diseño y los desplazamientos para cada dirección del sismo deberán multiplicarse por los factores (V_{ox} / V_{oy}) y (V_{oy} / V_{ox}) respectivamente, los cuales no serán menores que la unidad. El coeficiente V_o / W de diseño no será menor que el mínimo coeficiente sismático dado en el Artículo 7.1 para ambas direcciones X e Y del edificio.</p> <p>9.7.7 EFECTO P-Δ. Con las solicitaciones de piso y los desplazamientos obtenidos en la Sección 9.7.6, se debe verificar el cumplimiento de lo establecido en el Artículo 8.5.</p>		IGUAL			
			<p>9.8 METODO DE ANALISIS DINAMICO CON ACELEROGRAMAS 9.8.1 GENERAL. El método es de aplicación general. En particular se requiere para estructuras no tipificadas entre lo Tipos Estructurales definidos en el Artículo 6.3. En estas estructuras se recomienda un análisis elástico que suministre valores realistas de las demandas de ductilidad de la estructura y sus componentes.</p>		IGUAL			
			<p>9.8.2 MODELO ESTRUCTURAL. La estructura será modelada considerando un comportamiento elástico representativo de sus condiciones mecánicas. El diagrama de restricción alejamiento deberá ser respaldado por información experimental.</p>		IGUAL			

SECCI ON		NORMA COVENIN 1756				OBSERVACION	
	RESUMEN	1982	1998		2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA
		SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN		
C A P I T U L O 9			9.8.2 MODELO ESTRUCTURAL. La estructura será modelada considerando un comportamiento elástico representativo de sus características mecánicas. El diagrama de restitución adoptado deberá ser respaldado por información experimental.		IGUAL		
			9.8.3 ANÁLISIS INELÁSTICO. La estructura será analizada mediante procedimientos de integración directa (paso a paso) para acelerogramas representativos de la acción sísmica esperada en el sitio. ... Para el análisis se utilizarán al menos cuatro acelerogramas o pares de acelerogramas. La respuesta dinámica probable se obtendrá de promediar las respuestas obtenidas para todos los acelerogramas del conjunto. En el análisis se deberán incluir los efectos p ₁ .		IGUAL		
C A P I T U L O 10			9.8.4 ACELEROGRAMAS. Los movimientos sísmicos a utilizar en el análisis podrán ser acelerogramas registrados o simulados mediante procedimientos reconocidos. El espectro elástico promediado de los acelerogramas del conjunto deberá aproximarse conservadoramente al espectro de diseño dado en el Artículo 7.2 para el valor R=1.0, en el rango de los períodos propios de la estructura.		IGUAL		
			9.8.5 EVALUACION DE LOS RESULTADOS. VERIFICAR QUE LA ESTRUCTURA Y SUS MIEMBROS CUMPLAN LOS REQUISITOS DEL CAPITULO 3 ASI COMO LAS DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS DEL CAPITULO 10		NO EXISTE		

NORMA COVENIN 1756					
SECCION	1982		1998		OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
C A P I T U L O I 0	Control de Desplazamientos. 10.1 Desplazamientos laterales totales. $\Delta_t = D_{\Delta t}$. Donde D= ductilidad y Δ_t = desplazamiento lateral total para las fuerzas de diseño. Se determinará si la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos. $\Delta t = \Delta t_1 - \Delta t_{i-1}$		9.9 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTÁTICO INELÁSTICO. consiste una opción adecuada para ser utilizada en conjunto con el método de analisis del Artículo 9.3, a fin de obtener información sobre los mecanismos de falla, las demandas locales y globales de ductilidad, y la identificación de zonas críticas. La distribución de cargas estáticas laterales a aplicar se obtendrá empleando el método del Artículo 9.3, actuando en forma monosimétrica y creciente, hasta alcanzar la falla o estado de agotamiento de la estructura. La estructura será modelada considerando un comportamiento inelástico representativo de sus características mecánicas.	IGUAL	
	10.1 Si se calcula como la diferencia de los desplazamientos laterales Δ_t en los niveles adyacentes debidamente incrementados por el efecto P- Δ cuando sea necesario. Cuando proceda deben incluirse los efectos de la rotación de los nodos, las deformaciones por corte y por flexión de los miembros y sus deformaciones axiales.	10.1 Si se calcula como la diferencia de los desplazamientos laterales Δ_t en los niveles adyacentes debidamente incrementados por el efecto P- Δ cuando sea necesario. Cuando proceda deben incluirse los efectos de la rotación de los nodos, las deformaciones por corte y por flexión de los miembros y sus deformaciones axiales.	CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS. 10.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES. El desplazamiento lateral total Δ_t del nivel i se calculará como: $\Delta_t = 0.8 R \Delta_{ei}$. Se descomponen deriva Δ_t a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos: $\Delta t = \Delta t_1 - \Delta t_{i-1}$	CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS. 10.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES. El desplazamiento lateral total Δ_t del nivel i se calculará como: $\Delta_t = 0.8 R \Delta_{ei}$. Se descomponen deriva Δ_t a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos: $\Delta t = \Delta t_1 - \Delta t_{i-1}$	DEBEREN LAS FORMULAS EN LA VERSION DE 1982 SIENDO IGUALES Y LAS DE 1998 Y 2001, INCLUYE UN VALOR DE 0.8 Y CAMBIAR POR D.
	10.3 Valores límites. El cociente $\Delta t_i / (h_i - h_{i-1})$, Donde $h_i - (h_{i-1})$ es la separación entre dos entrepisos consecutivos no exceda valores de la tabla 10.1.		10.3 VALORES LÍMITES. La verificación del cumplimiento de los valores límites de la Tabla 10.1 se hará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez. El cociente que sigue, no excederá en ninguna nivel los valores dados en la Tabla 10.1: $\Delta t_i / (h_i - h_{i-1})$		

SECCI ON	NORMA COVENIN 1756					DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O 1 0	<p>10.2 Incremento de los desplazamientos debido a los efectos P-A. Cuando exceda los límites de la sección 8.5 el desplazamiento lateral se incrementará por los efectos P-A</p>	<p>Cuando se incorpore al efecto P-A se deberá incrementar el desplazamiento total entre niveles (1=60)</p>					
	<p>10.4.3 Edificaciones en contacto. Dos edificaciones pueden estar adosadas siempre que todos las losas estén al mismo nivel y se compruebe que su interacción no da lugar a efectos desfavorables.</p>	<p>10.3.3 EDIFICACIONES EN CONTACTO. Dos edificaciones adyacentes pueden quedar adosadas siempre que todos las losas o placas estén al mismo nivel y se compruebe que su interacción no da lugar a efectos desfavorables.</p>					
	<p>10.4.2 Edificaciones adyacentes. Se usaran criterios de 10.4.1 la separación mínima será igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de estos valores.</p>	<p>10.3.2 EDIFICACIONES ADYACENTES. Para determinar la separación entre edificaciones adyacentes se utilizarán los valores provenientes de aplicar los criterios dados en la Sección 10.3.1. La separación mínima entre edificaciones adyacentes será igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de estos valores.</p>					
	<p>10.4.1 Linderos: la edificación deberá separarse de su lindero a (D+1/2)A_m. No menor de 3.5m en los 6 primeros metros más 4% de la altura que se exceda esta última.</p>	<p>TABLA 10.1 clasifica los valores de la estructura para elementos no estructurales susceptibles o no a sufrir daños por deformaciones de la estructura según el grupo al que pertenezca la estructura.</p> <p>10.3 SEPARACIONES MÍNIMAS.</p> <p>10.3.1 LINDEROS Toda edificación deberá separarse de su lindero una distancia mayor que: (D+1/2)A_m. Donde A_m = Máximo desplazamiento lateral elástico del último nivel en la dirección considerada, pero no menor que 3.5 cm en los primeros 6 metros más el cuatro por mil (4"/100) de la altura que exceda esta última.</p>					CAMBIA EL VALOR DE D POR R

SECCION	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
	Capítulo 11. Fundaciones, muros y taludes, Insuficiente.	-	FUNDACIONES, MUROS DE SOSTENIMIENTO Y TERRENOS EN PENDIENTE		IGUAL			
C A P I T U L O 1 1	11.1 Validez y alcance. Este incluye los requisitos para el diseño sismorresistente de la infraestructura del edificio, el cual se considere formada por fundaciones, sean superficiales y profunda y sus anclajes. Este capítulo incluye prescripciones para muros de sostenimiento y taludes próximos a la misma.	-	11.1 VALIDEZ Y ALCANCE. Este Capítulo contiene los requisitos mínimos para el diseño sismorresistente de la infraestructura de edificaciones, construida por las fundaciones y sus respectivos anclajes. Adicionalmente, se incluyen las especificaciones para el diseño de los muros de sostenimiento, y los criterios para evaluar la estabilidad de los terrajes en pendientes tales como laderas naturales, taludes de rellenos y áreas cuya superficie esté inclinada moderada o fuertemente.		IGUAL			
	11.2 Uniformidad del tipo de fundación. Las fundaciones serán de un solo tipo independiente. Cuando sea necesario el uso mixto de fundaciones al conjunto bajo acciones sísmicas, usando el modelo adecuado para los sistemas de fundación adecuada.	Se recomienda que los sistemas de fundación de edificaciones adyacentes sean independientes.	11.2 PARÁMETROS GEOTECNICOS Y METODOS DE ANALISIS.		IGUAL			

SECCION	NORMA COVENIN 1756					DIFERENCIA	OBSERVACION
	1982	SECCION DE COMENTARIOS	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS		
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O I I	11.3 Requisitos para el diseño de infraestructura. Se aseguran prescripciones de COVENIN 1753-81 capítulo 5.	-	11.3 REQUISITOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL. Los componentes estructurales de las fundaciones y los muros de sostenimiento serán diseñados respetando el nivel de diseño correspondiente y siguiendo las disposiciones de la Norma COVENIN 1753 para estructuras de concreto. El diseño estructural de los pilotes se complementará con lo especificado en la Sección 11.4.6 De la presente Norma.	IGUAL			
	11.3.1 Superposición de efecto. Las solicitaciones transferidas al suelo se verificarán para las siguientes combinaciones de cargas: Q= CM+CV+S y Q= CM+S. Donde Q= solicitación para verificar capacidad resistente del suelo, CM= cargas permanentes, CV= cargas variables y S= acciones sísmicas.	-	11.4 FUNDACIONES. 11.4.1 VERIFICACION DEL SISTEMA DE FUNDACION. El diseño del sistema de fundación deberá asegurar que la resistencia estructural de cada uno de sus componentes sea capaz de soportar las solicitaciones transmitidas por la superestructura, que el terreno pueda soportar las acciones transmitidas por las fundaciones y que la rigidez del conjunto terreno-fundación sea suficiente para que no se experimenten desplazamientos excesivos que comprometan la funcionalidad de la fundación o de la superestructura.	-		HAY VARIACIONES EN LAS FORMULAS PARA ESTABLECER LA MAYORACION DE CARGAS EN LAS TRES VERSIONES	
	11.3.2 LAS FUNDACIONES SE ENLAZARAN ENTRE SI EN DOS DIRECCIONES PREFERIBLEMENTE ORTOGONALES CON MIEMBROS CAPACES DE SOPORTAR EN COMPRESION Y TRACCION UNA FUERZA IGUAL AL 10% DE LA MAYOR CARGA TRANSMITIDA POR LAS COLUMNAS SECCION MNIMA 0.30*0.30	Deben ser capaces de absorber una fracción de la carga vertical.	11.4.3 VIGAS DE MOSTRA. Las fundaciones se conectarán entre sí en dos direcciones preferiblemente ortogonales, con miembros estructurales capaces de soportar analmente la mayor carga en las columnas que empuja a nuestra multiplicada por un coeficiente igual a (α o A0) 3, pero no menor que el diez por ciento (10%) de dicha carga.	-			

SECCIÓN	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCIÓN DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCIÓN DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCIÓN DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O I I			<p>11.2.1 PARÁMETROS GEOTECNICOS. En caso de que existan suelos cohesivos cuya resistencia se degrade por la acción sísmica, tales como arcillas sensibles o suelos limables, se deberá determinar la resistencia degradada por el efecto de la carga cíclica y aplicar esas propiedades para la evaluación de la estabilidad estática y las deformaciones instantáneas después del sismo. Cuando existan discontinuidades en la estructura del suelo o de la roca, tales como pilonos de estratificación, de agrietamiento, diaclasas, foliaciones o de cualquier otra naturaleza, se utilizará el valor de la resistencia representativo para la masa total considerando la presencia de dichas discontinuidades.</p>		IGUAL		SE AGREGA ESTA SECCION A PARTIR DE 1998 SIN SUFRIR MODIFICACION.	
			<p>11.2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS. Se podrán utilizar métodos pseudodinámicos y métodos de análisis acoplados de esfuerzo-deformación con acelerogramas. Las especificaciones para los métodos pseudodinámicos se dan en los Artículos 11.4, 11.5 y 11.6, mientras que las correspondientes a los métodos acoplados de esfuerzo-deformación con acelerogramas se dan en el Artículo 11.7.</p>		IGUAL			

SECCION	NORMA COVENIN 1756					OBSERVACION
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	
C A P I T U L O I I	11.3.3 Pedestales. Se diseñaran para solicitaciones resultantes del analisis. La armadura minima sera la de la columna que soporta.	11.4.3 PEDESTALES. Los pedestales se diseñaran para las solicitaciones resultantes del analisis. La armadura minima de cada pedestal sera la indicada en la Norma COVENIN-MENDUR.1753			EN LA VERSION DEL 82 SE RESPETA LA NORMA 1753 Y LA ARMADURA MINIMA SERA DE LA COLUMNA QUE SOPORTA Y LAS OTRAS DOS VERSIONES IGUAL RESPETAN LA NORMA 1753.	
	Los limites de esta seccion toman en consideracion la capacidad de deformacion del terreno y su capacidad portante a compresion	11.4.5 FUNDACIONES SUPERFICIALES. Para la verificación de la seguridad de una fundación bajo las acciones sísmicas, se permitirá que los esfuerzos máximos transmitidos al terreno sean mayores que los admisibles bajo carga estática según se establece en la Sub-sección 11.4.5.1... se aceptará que en una fundación ocurra un levantamiento parcial que no exceda del veinticinco por ciento (25%) del área total de apoyo. EXCEPTUANDO LAS EDIFICACIONES DE UN SOLO NIVEL DEL GRUPO B Y C NO SE PERMITE EL USO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES CUANDO SEAN SUELOS COHESIVOS CON SENSIBILIDAD MAYOR DE 10 LICUABLES.				
	e) el 50% de la capacidad resistente del suelo calculada < bajo buenas condiciones y estáticas.					

SECCI ON	NORMA COVENIN 1756					
	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS		OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	DIFERENCIA
	b) el doble de la presión admisible bajo cargas estáticas P_s . Los valores diferentes a los anteriores requerirán un estudio especial de capacidad de soporte del suelo bajo condiciones dinámicas. Se exceptuarán las fundaciones superficiales en arenas con densidades relativas inferiores al 40% las cuales requerirán consideraciones especiales.	-	-	-	-	
C	11.3.5 Fundaciones profundas: Las solicitaciones transmitidas se verificarán por sección 11.3.1 y no se superará el 75% de la capacidad del suelo calculable bajo condiciones estáticas ni generar esfuerzos en la sección del concreto del fuste que superen el 50% de la capacidad del pilote.	11.4.6 FUNDACIONES CON PILOTES. En general, los requerimientos de esta Sección están dirigidos a pilotes o pilas de concreto reforzado, preesfuerzo o postensado, y de acero o similares. Se considerarán apros los pilotes de madera, siempre y cuando se asegure un comportamiento satisfactorio acorde con lo establecido en esta Norma. Para el diseño de los pilotes se deberá satisfacer lo establecido en la Sección 11.4.4 en relación con los análisis que consideren las solicitaciones sísmicas y el caso post-sísmico.	-	-	-	EN LA VERSION DE 1982 SE REQUEREN SOLICITACIONES MINIMAS SIN EXCEDER EL 75 POR CIENTO DE LA CAPACIDAD DEL SUELO EN LAS VERSIONES SIGUIENTES SE REQUEREN SOLICITACIONES MINIMAS Y POST SISMICAS.
A	Adicionalmente:		-		-	
I	11.3.5.1 Resistencia a tracción.		-		-	
I	a) cuando acciones de 11.3.1 de lugar a tracciones en algún pilote, no deberá superar la capacidad estructural del pilote.		-		-	
U	b) la tracción máxima d 11.3.1, no deberá superar el 50% de la capacidad a tracción del conjunto suelo-pilote.		-		-	
L	11.3.5.2 Armaduras de refuerzo.		-		-	
O			-		-	

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS
C A P I T U L O	a) todos los refuerzos estarán armados con refuerzos longitudinales y transversales, con longitud de 6 veces el diámetro del pilote no menor de 60mts.		-		-	
	b) la armadura longitudinal 1.0.5% área sección transversal.		11.4.3 CONSIDERACIONES SOBRE EL METODO DE CONSTRUCCION. El método constructivo debe considerar las características del terreno, para evitar daños o discontinuidades en el pilote durante el proceso de instalación. Se deberá considerar la influencia del método de construcción en la capacidad de carga del pilote y en la rigidez del conjunto terreno-pilote. También se consideraran los esfuerzos residuales en el pilote asociados con el método de construcción en el pilote, si éstos existieran.		-	
	c) la armadura transversal mínima estará constituida por ligaduras de 3/8" (0.95cm) separadas 30cm.		-		-	
	11.3.5.3 Fuerzas laterales en pilotes. En el caso de pilotes sometidos a fuerzas horizontales se considerara esa conducta en el diseño		-		-	
1 1	11.4 Muros de contención. Se diseñaran para resistir la más exigente de las siguientes condiciones: $V=1.2CM+1.0ED+1.0S$ y $U=0.9CM+1.0ED+1.0S$, donde CM= cargas permanentes sin empuje de suelo, CV= cargas variables sin empuje de suelo, ED= empuje de suelo bajo condiciones dinámicas, S= sismo $(0.75 \cdot A_0)$ A_0 = aceleración horizontal.	En ED se debe incluir la presión hidrostática			IGUAL	

OBSERVACION

DIFERENCIA

SECCION	NORMA COVENIN 1756					DIFERENCIA	OBSERVACION
	1992	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
C A P I T U L O I I	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	
					11.4.3 PEDESTALES. Los pedestales se diseñaran para las sollicitaciones resultantes del analisis. La armadura minima de cada pedestal sera la indicada en la Norma COVENIN-MINDUR 1753	11.4.2 VIGAS DE MOSTRA. Las fundaciones se conectaran entre si en dos direcciones prefiriendose ortogonales con muros o estructuras capaces de soportar igualmente la mayor carga en las columnas que edifica la rotura multiplicada por un coeficiente igual a $(\alpha \cdot A_0)/3$, pero no menor que el diez por ciento (10%) de dicha carga	
					11.4.4 SUPERPOSICION DE EFECTOS. Los casos de carga a considerar para los analisis de fundaciones superficiales y pilotes se definen en la Tabla 11.1	IGUAL	
					tabla 11.1 araja valores de Q PARA DOS CASOS DE ANALISIS. A) CON SOLICITACIONES SISMICAS 1.1CP-CV++-S Y 0.9CP +-S POSTSISMICO 1.1CP + CV	tabla 11.1 araja valores de Q PARA DOS CASOS DE ANALISIS. A) CON SOLICITACIONES SISMICAS 1.1CP-CV++-S Y 0.9CP +-S POSTSISMICO 1.1CP + CV INCLUYENDO LO ESTEPLADO EN EL ARTICULO 8.6	
					LA FUERZA DE CORTE SE VERIFICABA $V \leq (\alpha f'_{ck} + \alpha A_0) 0.8$	MOVIDA A LA SECCION 11.4.5.2	

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	RESUMEN	RESUMEN			
C A P I T U L O I I		<p>11.4.5.1 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE. El esfuerzo de compresión máximo transfiriendo al terreno (q) para las combinaciones de carga dadas en la Tabla 11.1.1, debe cumplir con lo siguiente: a) Cuando se use la capacidad de soporte de aglomerado: $q_s \leq 0.6(qult/Se)$ b) Cuando se use la capacidad de soporte admisible: $q \leq 1.2(qadm/Se)$</p>	<p>11.4.5 FUNDACIONES SUPERFICIALES. Para la verificación de la seguridad de una fundación bajo las acciones sísmicas, se permite que los esfuerzos máximos transmitidos al terreno sean mayores que los admisibles bajo cargas estáticas según se establece en la Subsección 11.4.5.1.....se adoptará que en una fundación ocurra un levantamiento parcial que no exceda del veinticinco por ciento (25%) del área total de apoyo. ELIMINA LA EXCEPCION</p>		<p>LA VERSION DEL 82 ESTABLECE LOS CRITERIOS DE LA VERIFICACION DE SOLICITACIONES DEL ARTICULO 11.3.1 LA VERSION DE 198 ESTABLECE CRITERIOS DEL ARTICULO 11.1 Y LAS DEL 2001 AGREGA QUE LAS COMBINACIONES DE CARGAS SEA MENOR A 0.6 POR LA CAPACIDAD DE SOPORTE MAXIMA ENTRE LA SENCIBILIDAD DEL SUELO</p>	
		<p>11.4.5.2 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO. Se verifica que en el área de contacto efectiva entre la fundación y el terreno, la fuerza de corte V, inducida por las solicitaciones calculadas según la Sección 11.4.4, no exceda la fuerza resistente al deslizamiento dada por la fórmula (11.2):</p>	<p>IGUAL A DIFERENCIA QUE INCLUYE LA FORMULA EN ESTA SECCION. LA FUERZA DE CORTE SE VERIFICARA $V \leq (u_f N_a + cA) 0.8$</p>			

SECCION	NORMA COVENIN 1756					
	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	DIFERENCIA
C A P I T U L O I I			<p>11.4.6.1 CABEZALES. Para pilotes, anclados o en grupo, se emplearán cabezales interconectados mediante vigas de refuerzo. El dimensionamiento y detallado de los cabezales debe asegurar que el pilote desarrolle su capacidad resistente en la conexión. En aquellos pilotes que existan refuerzo de confinamiento en su tope, dicho refuerzo será enterrado dentro de la longitud del cabeza (Véase la Sección 11.4.7).</p>		IGUAL	
			<p>11.4.6.3 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL. Para la determinación de la capacidad de carga axial del pilote, se base en a compresión o a tracción, se deberá verificar la siguiente expresión: $Q \leq Q_{ult}$ En pilotes construidos por secciones la fuerza máxima de tracción no excederá el sesenta y cinco por ciento (75%) de la resistencia de las conexiones.</p>		IGUAL	
			<p>11.4.6.4 FACTORES DE REDUCCIÓN. En la Tabla 11.2 se dan los factores de reducción de resistencia, tanto a la tracción como a la compresión. En la misma, se distinguen los casos en los cuales se hayan ejecutado pruebas de carga para la verificación de la capacidad real.</p>		IGUAL	
			<p>TABLA 11.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA, ϕ, PARA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILOTES.</p>		IGUAL	

SECCION	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O I I			<p>11.4.6.5 EFECTO DE GRUPO. En grupos de pilotes cuya separación centro a centro sea menor que 8 veces el diámetro de un pilote, se deberá evaluar la disminución en la capacidad de carga total del grupo, respecto a la calculada como la suma de las capacidades de los pilotes individuales. También debe considerarse la variación en la rigidez del terreno en dirección lateral y axial.</p> <p>11.4.7 CRITERIOS DE DISEÑO PARA FUNDACIONES CON PILOTES. El diseño de los cabezales y de la conexión entre el cabezal y el pilote debe asegurar que el pilote desarrolle su capacidad resistente máxima... donde se requiera asegurar una zona diel en la parte superior del pilote, el diseño de dicha zona se realizará con las mismas consideraciones que las de una columna. En estos casos, el cabezal y la conexión deben diseñarse para asegurar que se logre el comportamiento diel. El diseño estructural de los pilotes será realizado con base en el estado de deformaciones impuesto por las acciones generadas por el sismo, considerando la interacción entre el terreno y los pilotes, bajo solicitaciones axiales y laterales.</p> <p>11.5 MUROS DE SOSTENIMIENTO 11.5.1 CLASIFICACIÓN. Los muros de la verificación de la estabilidad, los muros de sostenimiento se clasificarán en los siguientes tipos: a) Gravedad, b) Voladizo c) Alciados d) Tierra reforzada</p>		IGUAL			
	11.5 Tablones. Se evaluará la estabilidad de los tablones próximos a toda edificación en los casos:				IGUAL			

SECCIÓN	NORMA COVENIN 1756				
	1982	1998	2001	DIFERENCIA	
	RESUMEN	RESUMEN	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	OBSERVACION
C A P I T U L O I I	a) cuando sus fundaciones quede a una distancia borde menor que H, o una distancia del pie menor que 2H. b) cuando una de sus partes quede a una distancia menor que H o una donde H= es la altura del talud.	<p>11.5.2 ANALISIS PSEUDOESTÁTICO DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO.</p> <p>Cuando se utilicen métodos basados en equilibrio de fuerzas, el empuje dinámico deberá calcularse considerando el comportamiento entre el muro y el material sostenido. Adicionalmente, si el material detrás del muro está saturado durante las condiciones de servicio, se incluya el efecto hidrodinámico en el análisis.</p> <p>Cuando se utilicen métodos de desplazamientos admisibles, se debe contar con estimados representativos de las velocidades máximas del terreno.</p>	IGUAL		
		<p>11.5.3 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS</p> <p>Los casos de carga a considerar con los métodos de análisis que utilicen el equilibrio de fuerzas se definen en la Tabla 11.3.</p>	IGUAL		
		<p>TABLA 11.3 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS arroja valores de Q PARA DOS CASOS DE ANALISIS: A) CON SOLICITACIONES SISMICAS 1.1CP+CV-ED+3 Y 0.8CP+ED+3. POSTSISMICO 1.1CP+CV</p> <p>11.5.4 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD. Tabla 11.4. MUESTRA LOS CRITERIOS DE VERIFICACIÓN SISMICA PARA MUROS SEGUN EL TIPO.</p>	<p>11.5.4 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD PARA LA ESTABILIDAD EN LOS MUROS SE EVALUARA LA ESTABILIDAD GLOBAL, LA CAPACIDAD DE SOPORTE Y EL DESLIZAMIENTO CUALQUIERA FUESE EL TIPO DE MURO ADENAS LA CAPACIDAD INTERNA Y LOS MUROS DE SUECCION.</p>	<p>LA TABLA DE LA VERSION 2001 INCLUYE CRITERIOS QUE LA VERSION DE 1998 NO INCLUIA.</p>	

SECCI ON	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O I I	11.6 Liquefacción. En zonas 2.3 o 4 y donde el suelo presente de espesor significativos formados por arena debajo del nivel freático. Se evaluará el potencial de liquefacción.	No se ha establecido un criterio unificado para evaluar el potencial de liquefacción. Si existe peligro de liquefacción se impone el uso de fundaciones profundas las cuales deben extenderse hasta un estrato	11.5.4.1 REQUISITOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD GLOBAL LA CAPACIDAD DE SOPORTE Y EL DESLIZAMIENTO. La verificación de la capacidad de soporte del terreno de fundación debajo del muro y del deslizamiento, se hará con arreglo a las combinaciones de la Tabla 11.3, de acuerdo con lo establecido en las Subsecciones 11.4.5.1 y 11.4.5.2. Igualmente, en caso de que el muro esté fundado sobre pilotes, se deberá justificar lo establecido en la Sección 11.4.6.	11.5.4.1 REQUISITOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD GLOBAL LA CAPACIDAD DE SOPORTE Y EL DESLIZAMIENTO. La verificación de la capacidad de soporte del terreno de fundación debajo del muro y del deslizamiento, se hará con arreglo a las combinaciones de la Tabla 11.3, de acuerdo con lo establecido en las Subsecciones 11.4.5.1 y 11.4.5.2. Igualmente, en caso de que el muro esté fundado sobre pilotes, se deberá justificar lo establecido en la Sección 11.4.6.	IGUAL			
			11.5.4.2 REQUISITOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO. Para la verificación de la estabilidad al Volcamiento se utilizarán las combinaciones de la Tabla 11.3, de acuerdo con la siguiente expresión: $\Sigma M_o \leq 0.7 \Sigma M_r$	11.5.4.2 REQUISITOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO. Para la verificación de la estabilidad al Volcamiento se utilizarán las combinaciones de la Tabla 11.3, de acuerdo con la siguiente expresión: $\Sigma M_o \leq 0.7 \Sigma M_r$	IGUAL			
			11.4 ESTABILIDAD DE TERRENOS EN PENDIENTE. La estabilidad de terrenos en pendiente se verificará obligatoriamente en los siguientes casos: a) Cuando las condiciones geológicas regionales y locales indiquen inestabilidad potencial de la zona b) Cuando el área esté afectada por modificaciones en su topografía original, incluyendo terreros, en especial donde existan zonas con líneas de drenaje alto y cuerpos de relieve no continuos en bordes de laderas.	11.4 ESTABILIDAD DE TERRENOS EN PENDIENTE. La estabilidad de terrenos en pendiente se verificará obligatoriamente en los siguientes casos: a) Cuando las condiciones geológicas regionales y locales indiquen inestabilidad potencial de la zona b) Cuando el área esté afectada por modificaciones en su topografía original, incluyendo terreros, en especial donde existan zonas con líneas de drenaje alto y cuerpos de relieve no continuos en bordes de laderas.	IGUAL		LOS ARTICULOS NO GUARDAN RELACION	

SECCI ON	NORMA COVENIN 1756					
	1982		1996		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS
C A P I T U L O 1 1			<p>c) Lugares en condiciones geotécnicas desfavorables como altas presiones de poros o suelos cuya resistencia se degrade durante la acción sísmica. d) Cuando la superficie de falla pueda estar controlada por discontinuidades geológicas, en cuyo caso deben considerarse superficies potenciales de falla a lo largo de dichas discontinuidades.</p>		IGUAL	
			<p>11.61 ANALISIS PSEUDOESTATICO DE TERRENOS EN PENDIENTE. Para el caso de los métodos pseudoestáticos de equilibrio lateral, la máxima fuerza de inercia horizontal se calculará con un coeficiente sísmico no menor que 0.54A0, la cual actuará en la dirección más desfavorable. Asimismo, se utilizará la resistencia al corte sin degradar.</p>		IGUAL	
			<p>11.62 FACTORES DE SEGURIDAD. Para todos los casos de análisis pseudoestáticos de equilibrio lateral: i) con acciones sísmicas y ii) post-sísmicas, el factor de seguridad mínimo a la falla deberá ser mayor o igual que 1.2.</p>		IGUAL	

NORMA COVENIN 1756						
SECCION	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS
C A P I T U L O I I			<p>11.7 METODOS DE ANALISIS ACOPLADOS ESFUERZO-DEFORMACION CON ACELEROGRAMAS Estos metodos pueden ser utilizados en el analisis de fundaciones, muros de sostenimiento y terrazos en pendiente, siempre y cuando los mismos incorporen adecuadamente el comportamiento no lineal del suelo y, en el caso de fundaciones y muros, la interaccion entre ellos y el terreno Para el analisis se utilizara al menos cuatro (4) acelerogramas representativos de la accion sismica esperada en el sitio.</p>		IGUAL	
	Capitulo 12 Instrumentación, modificaciones reparaciones.		EDIFICACIONES EXISTENTES		IGUAL	
C A P I T U L O I I			<p>TABLA 11 REQUISITOS NORMATIVOS DE INCIDENCIA SISMORRESISTENTE ESTABLECE LOS REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Y DE ACERO</p> <p>12.3.3 TIPO DE ESTRUCTURA. La edificación en consideración se asignará a uno de los Tipos Estructurales previstos en la Sección 6.3.1 de esta Norma. En el caso de estructuras aperturadas, que carezcan de vigas en alguna dirección principal, se adoptará el Tipo IV, a menos que pueda incorporarse la colaboración parcial de la losa de piso, en cuyo caso se puede tomar como Tipo I pero con Nivel de Diseño NDI o NDO. Para la clasificación de estructuras cuyo sistema resistente a sismos esta formado solamente por losas y muros en una única dirección, se aplicarán las mismas consideraciones que en la dirección carente de muros.</p>		TABLA 1 SE MODIFICO LA SECCION C	
					SE ELIMINANDO	

SECCION	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O 1 2			<p>12.4 SISMOS DE DISEÑO Y/O REVISION En general, se tomara como coeficiente de aceleración horizontal el valor a_g Ao establecido en esta Norma. La ordenada para periodo cero del espectro de diseño podria reducirse si se llama a cabo estudios de sitio, pero en ningun caso los valores finales seran inferiores a 0.8 a_g o Ao.</p> <p>12.5 EVALUACION En la evaluacion de una edificacion existente deben utilizarse los datos correspondientes a su proyecto y construccin, la resistencia de los materiales, la calidad de la ejecucion, el estado de mantenimiento y analizar su comportamiento, tomando en cuenta las incertidumbres presentes</p>		IGUAL			
C A P I T U L O 1 3	<p>12.1 Instrumentación La autoridad podra exigir instalacion de acelerografos en cualquier edificacion donde lo estime pertinente. Los proyectos deberan prever espacios para estos instrumentos.</p>		<p>12.6 ANALISIS Y VERIFICACIONES analisis y verificación de la edificación, así como el proyecto de adecuación, se llevara a cabo siguiendo los procedimientos establecidos en los 11 primeros Capítulos de esta Norma, con las modificaciones establecidas en los Artículos precedentes de este Capítulo</p> <p>INSTRUMENTACION SISMICA 13.1 GENERAL. LA AUTORIDADES ESTABLECERAN LEYES QUE DETERMINARAN LA NECESIDAD DE INSTRUMENTAR UNA EDIFICACION</p>		IGUAL		<p>EN LA VERSION DE 1982 LA AUTORIDAD DEFINE QU EDEFICACIONES REQUIERE INSTRUMENTACION. LA VERSION DE 1998 Y 2001 ESTABLECEN NUEVOS CRITERIOS PARA LA CANTIDAD DE INSTRUMENTOS TENGA CADA EDEFICACION.</p>	

NORMA COVENIN 1756								
SECCI ON	1982		1998		2001		DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS		
C A P I T U L O 1 3	<p>12.2 Modificaciones y reparaciones.</p> <p>La autoridad emisora deberá criterios a aplicar en casos de cambios de uso o ampliación de edificaciones. Cuando a una edificación ocurran daños considerables a causa de un sismo, se deberá realizar un estudio para evaluar su comportamiento en función de la intensidad del sismo y cumplimiento de las normas.</p>		<p>seis niveles de altura 6 000 m2 debe ser instrumentada con dos acelerógrafos. 10 niveles de altura sin importar el área construida mínimo con tres acelerógrafos. Deberá colocarse por lo menos un instrumento en campo libre Desarrollos con más de 10 edificaciones de 6 o menos niveles. Desarrollos con más de 40 viviendas unifamiliares. Cuando se trate de edificaciones de importancia singular</p>		<p>seis niveles de altura 6 000 m2 debe ser instrumentada con dos acelerógrafos. 10 niveles de altura sin importar el área construida mínimo con tres acelerógrafos. Deberá colocarse por lo menos un instrumento en campo libre Desarrollos con más de 10 edificaciones de 6 o menos niveles</p>		<p>SON CRITERIOS AGRAGADOS PARA DEFINIR CUANTOS INSTRUMENTOS REQUIERE LA EDIFICACION.</p>	
			<p>13.2 TIPO DE INSTRUMENTO.</p> <p>FUNDISIS la encargada de aprobar los tipos de instrumentos</p>		<p>IGUAL</p>			

NORMA COVENIN 1756						
SECCI ON	1982		1998		2001	
	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS	RESUMEN	SECCION DE COMENTARIOS
C A P I T U L O 1 3			<p>13.3 LOCALIZACION DE LOS INSTRUMENTOS Cuando se requieran dos equipos, estos se ubicarán en la base y en el tope de la edificación, el tercero se ubicará a media altura, deben colocarse en sitios alejados de las áreas de circulación y de fácil acceso para su mantenimiento.</p> <p>En el proyecto de la edificación, se deberán prever los espacios requeridos para la colocación de los mismos.</p>		<p>13.3 LOCALIZACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS. Cuando se requieran dos equipos, estos se ubicarán en la base y en el tope de la edificación, el tercero se ubicará a media altura, deben colocarse en sitios alejados de las áreas de circulación y de fácil acceso para su mantenimiento.</p> <p>LOS PLANOS ARQUITECTONICOS MOSTRARAN RECINTOS PARA ALQUIAR LOS ACELOGRAFOS. LOS ELECTRICOS Y DE TELECOMUNICACIONES MOSTRARAN LAS ACOMETIDAS</p>	

NORMA COVENIN 1756						
SECCI ON	1982	1998	2001	SECCION DE COMENTARIOS	DIFERENCIA	OBSERVACION
	RESUMEN	RESUMEN	RESUMEN			
		<p>13.4 COSTOS Los costos de adquisición, instalación, área de instalación y mantenimiento, correrán por cuenta del propietario de la edificación. El mantenimiento debe realizarse con la frecuencia que requiera el fabricante del instrumento; no obstante, se recomienda una periodicidad no menor de seis meses.</p>	<p>13.4 COSTOS Y MANTENIMIENTO SE LLEGARÁ A UN ACUERDO CON LOS PROPIETARIOS DE LA EDIFICACION.</p>			

Mejoras hechas en la Versión Actualizada de la Norma COVENIN 1756-2001.

La Norma sismorresistente ha establecido como objetivo principal aminorar daños en las edificaciones en caso de un evento sísmico con el fin de mantener su funcionamiento y evitar la pérdida de vidas humanas.

No establece requerimientos mínimos para estructuras especiales como puentes, torres de transición, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares, instalaciones eléctricas y mecánicas, tanques elevados, etc.

Agrego responsabilidades que recaen en los profesionales encargados de la obra, para la correcta aplicación de esta norma, y conceptos en cada versión hasta llegar a la actual donde ofrece 63 definiciones de términos.

A excepción de las versiones anteriores establece que se deben tomar en cuenta para escoger el método de análisis la zonificación, perfiles geotécnicos y coeficiente de amortiguamiento de la estructura.

Para las edificaciones no clasificadas se deberán usar los lineamientos básicos aprobados por la autoridad competente (ad-hoc). Las solicitudes presuponen que el sistema está en capacidad de absorber y disipar energía bajo tipo alternante en el rango inelástico sin pérdida apreciables de resistencia, la falla de unos pocos miembros no comprometerá la estabilidad de la estructura.

Al igual que la versión del 98 divide el país en ocho (8) zonas incluyendo la zona cero (0), a diferencia de las cinco (5) de la versión de 82, anexando el Estado Vargas, dejando fuera de ella la Zona de Reclamación.

Las formas espectrales de los terrenos de fundación (Capítulo 5), depende de las características del perfil geotécnico y su respuesta dinámica, las formas espectrales tipificadas, las aceleraciones máximas horizontales en la superficie del terreno y la determinación del promedio de las velocidades de las ondas de corte en perfiles geométricos.

Considera cuatro (4) formas espectrales S1 a S4, un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), la Tabla 5.1 presenta en función de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación para selección de estos factores el material del cual está conformado el suelo, que va desde roca sana hasta los suelos blandos, la velocidad de las ondas de corte entre 500 a cero

(0) metros por segundo, a diferencia de la versión anterior que presentaba una versión máxima de 700 metros por segundo, al igual que la profundidad en metros de esta y por ultimo divide la zona de 1 a 4 y de 5 a 7 para arrojar los valores.

Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ (TABLA 5.1)

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/suelos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S3 ^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1 H$.

c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese S4.

Nota. Tomado de NORMA COVENIN 1756-01 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES PARTE 1. (Pág. 21) por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS).

Los movimientos de diseño dependen de las condiciones geotérmicas locales, el coeficiente de alineación horizontal y el vertical que será 0,7 veces los valores de A_o , un periodo de retorno de 475 años la probabilidad de excedencia de 10% para una vida útil de 50 años.

Clasifica la estructura según el uso, nivel de diseño y regularidad, según el uso califica 3 categorías A, B1, B2 y C dependiendo la importancia. Los niveles de diseño están clasificados en tres, Nivel de Diseño 1 (ND1) no requiere aplicación de requisitos adicionales para acciones gravitacionales, Nivel de Diseño 2 (ND2) y Nivel de Diseño 3 (ND3) requieren las prescripciones dadas en la NORMA COVENIN 1753, el tipo de estructura clasifica en cuatro tipos del TIPO I al TIPO IV, de acuerdo a la capacidad de resistencia y distribución, difieren la clasificación de estructuras TIPO II que la caracteriza como combinaciones del TIPO I y II con el mismo nivel de diseño, y la versión del 82 la constituyen pórticos y muros estructurales cuya acción conjunta sea capaz de resistir la

totalidad de las fuerzas y los pórticos por lo menos el 25 por ciento, las clasificaciones restantes con criterios similares a la versión de 1982.

La edición del 82 precisa que el factor de ductilidad cuantifica la capacidad global del sistema para absorber y disipar energía por acción inelástica, cuando los periodos naturales son muy cortos las fuerzas sísmicas de diseño son inversamente proporcionales a la ductilidad. Mientras las mas recientes citan que la estructura y sus miembros, pueden tener incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de movimientos sísmicos de la severidad aquí establecida, por lo que la capacidad de adsorción y disipación de energía de la estructura y cierto grado de sobre resistencia se incorporan mediante factores de reducción, el factor de reducción de respuesta (R), toma en consideración la ductilidad (D).

“Los factores de reducción R derivan su nombre del hecho de que reducen las fuerzas sísmicas elásticas por su valor, para los sistemas (o modos) de periodos largos. Sin embargo, para los periodos cortos la reducción es menor (Art. 7.2)” (COVENIN1756-2001, Pág. C-42).

Se debe tomar a R como un factor técnico de referencia para la reducción. La Tabla 6.4 muestra el Factor de Reducción R para estructuras de concreto, acero y mixtas de acero y concreto según el Nivel de Diseño y el tipo de estructura, a diferencia del 82 que presentaba un valor R según el valor del Periodo usando como el factor de referencia el Factor de Ductilidad de la estructura, mostrado el siguiente cuadro.

Cuadro 4. Factor de Reducción y de Ductilidad.

Tabla 6.4. FACTOR DE REDUCCIÓN R Versión 1756-2001	Tabla 6.3. FACTOR DE DUCTILIDAD D. Versión 1756-1982
---	---

FACTORES DE REDUCCIÓN R					
NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

Se omite para esta investigación la Tabla de Estructuras mixtas acero concreto.

Nivel l de Diseño	Tipo de Estructura			
	I	II	III	IV
ND1	6	5	4	1. 5
ND2	4.5	3.5	3	1. 25
ND3	2.5	2	1. 5	1. 0

El factor de reducción de respuesta

$R=1+ t/0.15$. (D-1) para T menor 0,15 seg.

R=D para T mayor o igual a 0,15.

Nota. Tomado de NORMA COVENIN 1756-01
EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES PARTE 1. (Pág. 29)
por La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas
(FUNVISIS).

Nota. Tomado de NORMA COVENIN 1756-82
EDIFICACIONES ANTISISMICAS PARTE 1. (Pág. 22) por
La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas
(FUNVISIS).

Clasifica las estructuras como regular e irregular según las características de la edificación. (6.5).

“En esta nueva versión se ha mantenido la forma espectral de la Norma 1756-82, incorporando el factor de reducción propuesto por Riddell et al. (1989) para la norma Chilena de 1989. Estos valores son algo menos conservadores que los dados por Newmark. and Hall, 1978 El factor de reducción propuesto por Ridell en forma de tablas se ha simplificado para cada forma espectral por medio del exponente $c \cdot 4\sqrt{(R / \beta)}$. Al acotar T_+ entre T_0 y T^* se evita la posibilidad de una discontinuidad en la parte plana del espectro.”(COVENIN 1756-2001, Pág. C-58)

Referente a las fuerzas sísmicas en componentes apéndices e instalaciones (Sección 7.3) establece solicitaciones mínimas para el anclaje de los apéndices estructurales de los componentes del sistema arquitectónico y de las instalaciones eléctricas, mecánicas, electromecánicas, sanitarias, anti-incendios y otras tomando en cuenta el uso y la zonificación sísmica, la necesidad de continuidad de operación y la interacción entre la estructura y dichos componentes. Para voladizos agrega que una acción vertical hacia arriba presente en las versiones anteriores que puede sustituirse si se realizan análisis dinámicos de respuesta a la componente vertical y se combinan con las horizontales.

Los requisitos generales y criterios de análisis recomiendan trabajar con el más alto grado de hiperestabilidad en las estructuras criterio mantenido desde la

versión del año 1982 se analizarán bajo la acción de dos componentes sísmicas horizontales actuando simultáneamente según dos direcciones ortogonales (Sección 8.2) los pisos, techos y sus conexiones actúan como diafragmas indeformables en su plano; establece en el Capítulo 9.7 el Método de Análisis Dinámico Espacial con Diagrama Flexible, para analizar los entrepisos y techos que no poseen la rigidez necesaria, donde se especifican cuatro medidas para las estructuras, como son la reducción del valor de R, consideración de la flexibilidad del diseño, análisis de la estructura incorporando la flexibilidad y la extensión del nivel de diseño ND3 a los componentes que se vinculan en los diagramas.

“La experiencia ha demostrado que la presencia de tabiques puede tener efectos desfavorables en la edificación respecto a la conducta esperada a partir del análisis de modelos que ignoren su presencia (COMISIÓN PRESIDENCIAL, 1978)”

(1756-01-2. Pág. C-65, C-66)

Se ofrecen como opción separar la tabiquería de la estructura, y si se da el caso de que va a quedar ligada a la estructura y en análisis y diseño se ignora, es necesario realizar verificaciones, que eviten las demandas excesivas de ductilidad en algunos miembros.

Se trata de garantizar que los elementos y sus conexiones puedan aceptar las demandas de ductilidad previstas sin pérdidas significativas de su capacidad resistente. Sin cambios respecto a la versión de 1998.

Las estructuras deben diseñarse para la acción simultánea de los dos componentes sísmicos horizontales, cada solicitud sísmica horizontal se combinara con la mínima solicitud debida a la componente sísmica ortogonal. Con el objeto de obtener respuestas combinadas que mantengan la probabilidad establecida en las respuestas sin combinar, en tres (3) criterios el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadros (RCSC), el llamado criterio del 30 por ciento y el criterio CQC3 que es una extensión del criterio de la combinación cuadrática de los cuales se aplicara uno (ver Sección 8.6 Norma COVENIN 1756-2001), en la versión del 98 se incorpora dos criterios; la combinación cuadrática y el criterio del 30 por ciento y en la publicación del 82 se diseñaba para resistir las combinaciones de las Normas 1753-81 Capítulo 18.

Se incorpora el factor sobre resistencia en las combinaciones especiales. Autoriza el uso de dispositivos debidamente justificado de aislamiento sísmico y amortiguamiento a partir de la versión 1998 establece esta opción.

Incorpora efectos suelos-estructuras, en estructuras altas y suelos blandos reducen valores de corte basal y fuerza laterales por niveles incrementando el efecto P-A. “Cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales”, por uno de los métodos que describe el Capítulo 9 (1756-01). Las tablas 9.1 y 9.2 establecen métodos de análisis que como mínimo debe ser empleado respectivamente para edificaciones regulares y las irregulares.

En el método estático equivalente; la Fuerza Cortante Basal (V_o), en cada dirección de análisis se determina mediante la multiplicación de: Factor de modificación de cortantes (μ), la ordenada de respuestas (A_d) y el peso de la edificación (W), el periodo fundamental (T) se incorpora el cálculo en cada dirección de análisis, por medio del método de Ray Leigh, aumenta al incrementarse la flexibilidad de la estructura, T_a es un valor del periodo fundamental estimado en base a las relaciones empíricas, distinguiendo entre los sistemas aporticados (Tipo I) los de acero de los de concreto armado, y aplicando en Tipos II, III y IV coeficientes que conducen a periodos ligeramente menores” (comentarios C9.32 Periodo Fundamental)

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtendrán distribuyendo verticalmente las fuerzas cortante basal criterio usado en la versión del 82.

El Método de Superposición de un Grado de Libertad por nivel (9.4).

“El análisis modal aplicable para calcular la respuesta elástica lineal de estructuras de varios grados de libertad La respuesta de la estructura es determinada mediante la superposición de momentos de las respuestas individuales en cada uno de sus modos naturales de vibración, cada modo esta caracterizado por su propio patrón de deformaciones, es decir, su forma modal. Igualmente cada modo tiene su propia frecuencia de vibración, la frecuencia modal, así como su propio amortiguamiento.” (COVENIN 1756-2001 PARTE 2 COMENTARIOS Pág. C-79)

Cada nivel y cada dirección deben incorporarse los efectos de los momentos torsores, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez

seleccionándose para cada miembro resistente las solicitaciones mas desfavorables.

Los momentos torsores son el producto de la excentricidad de diseño por la fuerza cortante en ese nivel.

“En la versión 1982 de esta Norma se especificaron valores (τ) de amplificación dinámica de la excentricidad derivados de los momentos torsores máximos... La misma clase de valores (τ) se presentó en la primera revisión de esta Norma, solo que ajustándolos a las propiedades de la edificación mediante una fórmula racional. Para esta revisión, esta fórmula se ha modificado efectuando un ajuste en función de los desplazamientos dinámicos máximos (Hernández y López, 2001). Se toma en cuenta el hecho de que tenemos claramente especificado (Art. 8.6) que los efectos de las componentes sísmicas ortogonales se combinarán. Entonces, se pueden reducir los valores de τ , ya que no tienen más que prevenir indirectamente contra "efectos ortogonales". (NORMA COVENIN 1756-01 PARTE 2 COMENTARIOS Pág. C-85).

En la publicación de 1982 el factor de control diseño en zona rígida (τ') se mantenía fijo e igual a uno (1), para el diseño de la zona rígida debido a que la excentricidad no se amplificaba.

En esta edición de la Norma se especifica un τ' que para plantas de rigidez torsional moderada a grande se mantiene igual a uno (1), pero que baja hasta a -1 para plantas torsionalmente flexibles.

Se tiene que en los valores de τ y τ' actuales se ajustan aproximadamente los desplazamientos máximos (o fuerzas) bajo la excitación traslacional, tomando en cuenta la existencia de una excentricidad ortogonal y la acción simultánea de una componente sísmica ortogonal (las cuales afectan los planos que calculamos, debido a la torsión que generan).

“El uso de los factores elásticos no incrementa excesivamente los costos de la estructura sismorresistente, porque aumenta principalmente las solicitaciones en los planos resistentes (pórticos, muros) cercanos al perímetro de las plantas poco rígidas torsionalmente, que son planos de menor rigidez relativa y por tanto normalmente menos costosos”. (NORMA COVENIN 1756-2001 PARTE 2 Pág. C-87).

El Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel (9.6), toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación y considera tres grados de libertad para cada nivel. Evalúa la respuesta dinámica, es aplicable para el

análisis de todas las estructuras tipificadas en la Norma, excepto para aquellas que tienen diafragmas flexibles. En este método se consideran como coordenadas de respuesta modal los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel. Los valores de respuesta sísmica deberán calcularse para los casos de sismos en direcciones X e Y, actuando independientemente.

En la versión de 1982 el método tenía por objeto evaluar la respuesta dinámica y se aplicaba para el análisis de todos los tipos de estructuras especificadas. Se empleaba en edificaciones para las cuales no es válido el método para determinar la torsión estática equivalente. Se consideraban como coordenadas de respuesta modal los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel.

En el Método de Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Flexible. (Sección 9.7), incorporado desde la versión de 1998, mantenido sin modificaciones en esta versión, se presenta una alternativa de análisis para el caso de edificaciones que posean las irregularidades en planta (Diafragma Flexible), o cuando las características mecánicas del sistema de piso no garanticen un comportamiento equivalente al del diafragma infinitamente rígido. El sistema de piso se modelará mediante técnicas de elementos finitos o similares. El tipo y número de elementos a usar será el requerido para representar adecuadamente su flexibilidad, tomando en cuenta sus características de geometría, conectividad y rigidez. El número de modos de vibración a utilizar en el análisis es aquel que garantice que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo, excede el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio.

Método de Análisis Dinámico con Acelerogramas (Sección 9.8), al igual que el método anterior se incluye en la versión del 98 permaneciendo en esta sin modificación. Es de aplicación general, es requerido para estructuras no tipificadas entre los Tipos Estructurales definidos en estructuras existentes de valor excepcional y otros casos especiales, como por ejemplo cuando se empleen sistemas de aislamiento sísmico.

La separación mínima entre edificaciones para permitir a dos construcciones adyacentes, o a sus partes. La separación debe ser adecuada para evitar el choque durante la ocurrencia de los sismos, con lo cual se evitan interferencias en la respuesta y la posible acción destructora entre edificaciones.

Dos edificaciones adyacentes pueden quedar adosadas siempre que todas las losas o placas estén al mismo nivel y se compruebe que su interacción no da lugar a efectos desfavorables criterio similar a la versión anterior.

En el Capítulo 11 trata acerca de criterios para Fundaciones, Muros de Sostenimiento y Terrenos en Pendiente.

Se desarrolla con nuevos métodos de análisis que utilizan las deformaciones permisibles en lugar de los esfuerzos máximos posibles, particularmente para muros y taludes.

La versión anterior consideraba una antigua práctica constructiva que establecía colocar vigas de riostra de dimensiones mínimas (30*30) cm, con cuatro (4) barras de cinco octavos de pulgada (5/8") el (ACI 318, 1999) añadió requisitos para fundaciones sismorresistentes, incluyendo estas vigas. Especifican una dimensión mínima de su sección de 1/20 la luz entre libre entre columnas, hasta 45 centímetros; los estribos deben tener un espaciamiento máximo igual a la mitad de la menor dimensión, pero no más de 30 cm. Si las vigas de riostra cumplen con la función adicional de resistir momentos de origen sísmico, deben satisfacer los requisitos de detallado de las vigas en general.

Para los pedestales cumplirá con los criterios de diseño establecidos en la Norma COVENIN 1753 para Estructuras de Concreto Armado, en la versión anterior la armadura mínima era la de la columna que soportaba. Las fundaciones con pilotes deben transferir las cargas generadas por la superestructura, incluidas las sísmicas hasta el suelo. Los cabezales deben garantizar que la resistencia estructural de los pilotes pueda desarrollar plenamente, para asegurar la disipación de energía en las zonas donde se ha previsto la generación de rótulas plásticas.

En la versión de 1998 se incluyeron artículos que se mantienen en la versión actual como es el caso de:

- Consideraciones Sobre el Método de Construcción, dice que se deben considerar características del terreno, para evitar daños o discontinuidades en el pilote durante el proceso de instalación, la influencia del método de construcción en la capacidad de carga del pilote y en la rigidez del conjunto terreno-pilote y los esfuerzos residuales en el pilote asociados con el método de construcción en el pilote, si éstos existieran.

- Capacidad de Carga Axial.
 - Factores de Reducción, reflejados en la Tabla 11.2, factores de reducción de resistencia a tracción y a compresión.
 - Efecto de Grupo. En grupos de pilotes cuya separación centro a centro sea menor que ocho (8) veces el diámetro de un pilote, se deberá evaluar la disminución en la capacidad de carga total del grupo, respecto a la calculada como la suma de las capacidades de los pilotes individuales.
- También debe considerarse la variación en la rigidez del terreno en dirección lateral y axial.
- Análisis Pseudoestático de los Muros de Sostenimiento, cuando se utilicen métodos basados en equilibrio de fuerzas, el empuje dinámico deberá calcularse considerando el comportamiento entre el muro y el material sostenido. Adicionalmente, si el material detrás del muro está saturado durante las condiciones de servicio, se incluirá el efecto hidrodinámico en el análisis.
- Cuando se utilicen métodos de desplazamientos admisibles, se debe contar con estimados representativos de las velocidades máximas del terreno.
- Desde la versión del 98 donde se establecen los lineamientos para la evaluación, adecuación o reparación de una edificación existente. Deben aplicarse conjuntamente con el resto de las disposiciones de la Norma.

Análisis de la Aplicación de las Normas COVENIN 1756-2001 en comparación con las Versiones Anteriores.

Se aplicó el análisis sismorresistente a una edificación de dos niveles de dimensiones de planta seis (6) por ocho (8) metros (Ver Anexo 1). Con características ficticias asumidas necesarias para aplicación de esta sección presentadas a continuación:

Ubicada en el estado Bolívar en el Municipio Caroní, con uso residencial en un suelo rocoso con dimensiones especificadas en los planos, losa maciza en

entrepiso y techo paredes de bloques de 15 centímetros de espesor y elementos estructurales de concreto armado.

A partir de esta información se procedió a la aplicación respectiva para cada versión en la misma edificación.

Cuadro 5. Características de los Elementos Estructurales.

ELEMENTOS	DIMENSIONES (m)		
	H	B	ESPESOR
VIGAS	0,4	0,3	-
COLUMNA	0,3	0,3	-
LOSA DE TECHO	-	-	0,15
LOSA DE ENTREPISO	-	-	0,2
PAREDES BLOQUES	-	-	0,15

Aplicación de la NORMA COVENIN 1756-82.

1. Se calculó el peso del edificio tomando el peso propio de los elementos estructurales, vigas columnas y losas incluyendo el peso de las paredes, separado por niveles tomando el área que soportan los entrepisos donde se aplicarían las fuerzas horizontales.

Como se describe en el siguiente cuadro:

Cuadro 6. Peso Propio del Edificio COVENIN 1756-82.

ELEMENTO	h	b	e/L	Peso	Total
TECHO	8	6	0,15	2400	17280
VIGA	0,4	0,3	28	2400	8064
½ PARED	18	1,3	0,15	1400	4914
VIENTO 100%	8	6	-	50	2400
NIVEL 1				TOTAL	32658 kg
LOSA ENTREPISO	0,2	6	8	2400	23040
1/2 PARED SUPERIOR	1,3	18	0,15	1400	4914

1/2 PARED INFERIOR	1,3	18	0,15	1400	4914
VIGA	0,3	0,4	28	2400	8064
USO	6	8	-	300	14400
NIVEL 2				TOTAL	55332 kg
				W total	87990 Kg

2. Partiendo de las Características de la Edificación se procedió a la obtención de los siguientes coeficientes.

Cuadro 7. Coeficientes de diseño COVENIN 1756-82.

Coeficientes					
Nombre	Valor	Ubicación	Nombre	Valor	Ubicación
<i>Clasificación de uso</i>	Grupo B	Pág. 16	<i>Tipo de estructura</i>	Sistema estructural TIPO I	Sección 5.3 pág. 20
<i>Coeficiente de uso (α)</i>	1	Tabla 5.1 pág. 18	<i>Perfil del suelo</i>	S1	Cap. 6 pág. 24
<i>Nivel de diseño</i>	3	Tabla 5.2 pág. 18	<i>Factor de magnificación promedio(β)</i>	2,2	Tabla 7.2 pág. 28
<i>Zona sísmica</i>	2	Tabla 4.1 pág. 12	<i>Valor máximo de periodo T^*</i>	0,4	Tabla 7.2 pág. 28
<i>Factor de reducción de respuesta (R)</i>	6	Sección 5.4.2 pág. 22	<i>Factor de reducción de volcamiento(ρ)</i>	0,8	Tabla 7.2 pág. 28
<i>Aceleración del terreno (A_0)</i>	0,15	Tabla 7.1 pág. 28	<i>Factor de ductilidad D</i>	6	Tabla 5.3 pág. 22

3. Para la selección del **MÉTODO DE ANÁLISIS** a usar se selecciona según la Tabla 9.1 Métodos de Análisis, para el diseño es el Método Estático Equivalente. (Pág. 35).

4. Para el sistema estructural Tipo I el **PERIODO FUNDAMENTAL** es:

$$T_a = 0,061 h_n^{3/4}$$

h_n = altura de edificio desde la base

L = mayor dimensión de la planta analizada.

$$T_a = 0,061 * (5.55 \exp 3/4) = 0.22 \text{ seg}$$

5. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE CORTANTES (μ)

μ va a ser el mayor de los valores siguientes (PÁG. 36. SEC. 9.2.1.)

$$\mu = 3/2 (N + 1/2(N) + 1) = 3/2 (2 + 1/2(2) + 1)$$

$$\mu = \mathbf{0,9}$$

$$\mu = 0,80 + 1/20 (T/T^* - 1) = 0,80 + 1/20 (0,20/0,4 - 1)$$

$$\mu = 0,775$$

6. ESPECTRO DE DISEÑO (Ad)

PARA $0,15 \leq T < T^*$

$0,15 \leq 0,22 < 0,44$ el espectro será

$$Ad = \alpha \cdot \beta \cdot Ao / R = 0.055$$

Donde $R = D$ para $T \geq 0,15$ seg.

D es el factor de ductilidad.

Se halla mediante Tabla 5.3. (Pág. 22.)

$$R = D = 6$$

7. CALCULO DE FUERZA DE CORTE BASAL

$$Vo = \mu \cdot Ad \cdot W$$

$$Vo = 4355,50$$

Debe cumplirse Vo/W mayor a 0,25

0,0495 no cumple entonces, se usa formula de la Sección 7.1 de Corte Basal

$$Vo = C \cdot W$$

$$Vo = 2199,75$$

8. COEFICIENTE SÍSMICO (sección 7.1.1)

$$C = (\alpha \cdot Ao) / 6$$

$$C = 0,025$$

9. FUERZA LATERAL CONCENTRADA

$$Ft = (0,06 \cdot (T/T^*) - 0,02) \cdot Vo$$

$$Ft = 69.95$$

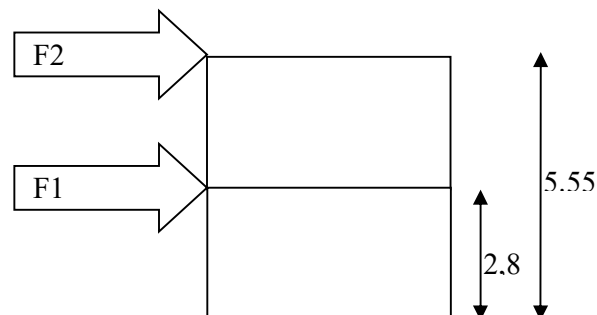
10. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO

$$Ft + \sum Fi = Vo$$

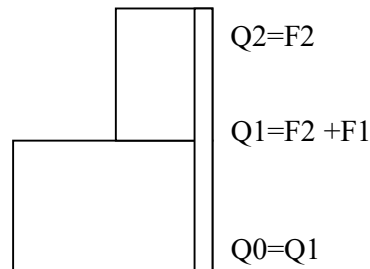
$$Fi = (Vo - Ft) \cdot \frac{Wi \cdot hi}{\sum Wj \cdot hj}$$

$$F2 = 1148,28 \quad h2 = 5,55$$

$$F1 = 981,52 \quad h1 = 2,8$$



Esfuerzo de Corte



11. VOLCAMIENTO

$$MKV = \rho \cdot \sum F_i(h_i - h_k)$$

$$MKo = \rho \cdot (F_o(h_o - h_o)) + (F_1(h_1 - h_o)) + (F_2(h_2 - h_o)) = 7296,95$$

$$MK1 = \rho \cdot (F_o(h_o - h_1)) + (F_1(h_1 - h_1)) + (F_2(h_2 - h_1)) = 327,60$$

$$MK1 = \rho \cdot (F_o(h_o - h_2)) + (F_1(h_1 - h_2)) + (F_2(h_2 - h_2)) = 11615,64$$

Aplicación de la NORMA COVENIN 1756-98.

Para esta labor se aplicaron una serie de pasos mostrados a continuación.

1. PESO PROPIO DEL EDIFICIO

Cuadro 8. Peso propio del edificio COVENIN 1756-98.

ELEMENTO	h	b	E	Peso Kg/m	Total
TECHO	8	6	0.15	2400	17280
VIGA	0,4	0.3	28	2400	8064
1/2 PARED	18	1,3	0,15	1400	4914
VIENTO (0%)	8	6	-	50	
NIVEL 1				TOTAL	30258
LOSA ENTREPISO	0,2	6	8	2400	23040
1/2 PARED SUPERIOR	1,3	18	0,15	1400	4914
1/2 PARED INFERIOR	1,3	18	0,15	1400	4914
VIGA	0,3	0,4	28	2400	8064
USO 25%	6	8	-	300	3600
NIVEL 2				TOTAL	44532
				W total	74790 Kg

2. Partiendo de las Características de la Edificación se procedió a la obtención de los siguientes coeficientes.

Cuadro 9. Coeficientes de diseño COVENIN 1756-98.

Coeficientes arrojados por norma					
Nombre	Valor	Ubicación	Nombre	Valor	Ubicación
<i>Clasificación de uso</i>	Grupo B2	Pág. 22 secc. 6.1.1	<i>Tipo de estructura</i>	Sistema estructural TIPO I	Sección 6.3.1 pág. 26
<i>Factor de corrección (ϕ)</i>	0,85	Tabla 5.1 pág. 20	<i>Perfil del suelo</i>	forma espectral S1	Tabla 5.1 pág. 20
<i>Nivel de diseño</i>	ND3	Pág. 25 secc. 6.2	<i>Valor del periodo T_o</i>	0,1	Tabla 7.1 pág. 34
<i>Zona sísmica</i>	3	Tabla 4.2	<i>Valor máximo de periodo T^*</i>	0,4	Tabla 7.1 pág. 34
<i>Factor de reducción de respuesta (R)</i>	4	Sección 6.4 pág. 28	<i>Factor de magnificación promedio (β)</i>	2,4	Tabla 7.1 pág. 34
<i>Factor de importancia (α)</i>	1	Tabla 6.1 pág. 24	<i>Periodo característico de la variación de respuesta útil T_+</i>	0,1	Tabla 7.1 pág. 34
<i>Coeficiente de aceleración horizontal (A_o)</i>	0,2	Tabla 4.1 pág. 14			

3. Para la selección del **MÉTODO DE ANÁLISIS** a usar se selecciona según la Tabla 9.1 Métodos de Análisis, para el diseño es el Método Estático Equivalente. (Pág. 41).

4. Para el sistema estructural Tipo I el **PERIODO FUNDAMENTAL** es:

$$T = T_a = C_t h_n \text{ EXP. } 0,75$$

h_n = altura de edificio desde la base

$C_t = 0,07$ para edificación de concreto armado

$$T_a = 0,07 * (5.55 \exp 0,75) = 0.25 \text{ seg.}$$

5. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE CORTANTES (μ)

μ va a ser el mayor de los valores siguientes (PÁG. 42. SEC. 9.3.1.)

$$\mu = 1,4 ((N + 9)/(2(N) + 12)) = 1,4 ((2 + 9)/(2(2) + 12)) =$$

$$\mu = 0,96$$

$$\mu = 0,80 + 1/20 (T/T^* - 1) = 0,80 + 1/20 (0,25/0,4 - 1)$$

$$\mu = 0,78$$

6. ORDENADA DE ESPECTRO DE DISEÑO

PARA $T_+ \leq T < T^*$

$$0,10 \leq 0,25 < 0,40 \text{ el espectro será } A_d = \alpha. \phi. \beta. A_o / R$$

$$A_d = 0,10$$

7. CALCULO DE FUERZA DE CORTE BASAL

$$V_o = \mu \cdot A_d \cdot W$$

$$V_o = 7342,51$$

8. COEFICIENTE SÍSMICO (sección 7.1)

$$C = (\alpha \cdot A_o) / R = 0,05$$

Se debe cumplir V_o/W mayor a $(\alpha \cdot A_o) / R$

0,10 mayor a 0,05 **ok**

9. FUERZA LATERAL CONCENTRADA

$$F_t = (0,06 \cdot (T/T^*) - 0,02) \cdot V_o$$

$$F_t = 266,53$$

10. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO

$$F_t + \sum F_i = V_o$$

Donde F_t se encuentre entre los valores $0,04 V_o \leq F_t \leq 0,10 V_o$

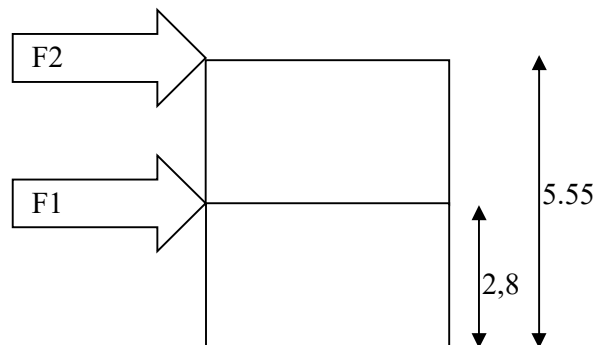
293,70 $\leq 266,53 \leq 734,25$ no cumple se usa el menor admitido

11. FUERZA LATERAL POR NIVELES

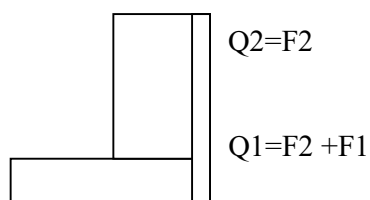
$$F_i = (V_o - F_t) \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_j \cdot h_j}$$

$$F_2 = 4045,22 \quad h_2 = 5,55$$

$$F_1 = 3003,58 \quad h_1 = 2,8$$



Esfuerzo de Corte



Aplicación de la NORMA COVENIN 1756-01.

Se realizaron pasos similares a los anteriores, presentados a continuación.

1. PESO PROPIO DEL EDIFICIO.

Cuadro 10. Peso Propio del Edificio. COVENIN 1756-01.

ELEMENTO	h	b	e	peso	Total
TECHO	8	6	0,15	2400	17280
VIGA	0,4	0,3	28	2400	8064
1/2 PARED	18	1,3	0,15	1400	4914
VIENTO (0%)	8	6	-	50	
NIVEL 1				TOTAL	30258
LOSA ENTREPISO	0,2	6	8	2400	23040
1/2 PARED SUPERIOR	1,3	18	0,15	1400	4914
1/2 PARED INFERIOR	1,3	18	0,15	1400	4914
VIGA	0,3	0,4	28	2400	8064
USO 25%	6	8	-	300	3600
NIVEL 2				TOTAL	44532
				W	74790

2. Selección de los coeficientes de diseño.

Cuadro 11. Coeficientes de Diseño. COVENIN 1756-01.

Coeficientes arrojados por norma					
Nombre	Valor	Ubicación	Nombre	Valor	Ubicación
<i>Clasificación de uso</i>	Grupo B2	pág. 23 secc. 6.1	<i>Tipo de estructura</i>	Sistema estructural TIPO I	sección 6.3.1 pág. 21
<i>Factor de corrección ϕ</i>	0,85	Tabla 5.1 pág. 21	<i>Perfil del suelo</i>	forma espectral S1	Tabla 5.1 pág. 21
<i>Nivel de diseño</i>	ND2	pág. 26 secc. 6.2	<i>valor del periodo T_o</i>	0,1	sec. 7.2 pág. 34

Zona sísmica	3	Tabla 4.2	Valor máximo de periodo T^*	0,4	Tabla 7.1 pág. 35
Factor de reducción de respuesta (R)	4	sección 6.4 pág. 29	Factor de magnificación promedio (β)	2,4	Tabla 7.1 pág. 35
Factor de importancia α	1	Tabla 6.1 pág. 25	Periodo característico de la variación de respuesta útil T^+	0,3	tabla 7.2 pág. 35
Coefficiente de aceleración horizontal (A_o)	0,25	Tabla 4.1 pág. 15	VALOR P	1	Tabla 7.1 pág. 35

3. Para la selección del **MÉTODO DE ANÁLISIS** a usar se selecciona según la Tabla 9.1 Métodos de Análisis, para el diseño es el Método Estático Equivalente. (Pág. 43).

4. Para el sistema estructural Tipo I el **PERIODO FUNDAMENTAL** es:

$$T = T_a = C_t h_n \text{ EXP. } 0,75$$

h_n = altura de edificio desde la base

$C_t = 0,07$ para edificación de concreto armado

$$T_a = 0,07 * (5.55 \exp 0,75) = 0,25 \text{ seg.}$$

5. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE CORTANTES (μ).

μ = el mayor de los valores PÁG. 42. SEC. 9.3.1

$$\mu = 1,4 ((N + 9)/(2(N) + 12)) \text{ y } \mu = 0,80 + (1/20 \cdot (T/T^* - 1))$$

$$\mu = 1,4 ((N + 9)/(2(N) + 12)) = 1,4 ((2 + 9)/(2(2) + 12)) =$$

$$\mu = \mathbf{0,9625}$$

$$\mu = 0,80 + 1/20 (T/T^* - 1) = 0,80 + 1/20 (0,25/0,4 - 1)$$

$$\mu = 0,78125$$

6. ORDENADA DE ESPECTRO DE DISEÑO

$$\text{PARA } T < T^+ \text{ } 0,25 < 0,30 \text{ el espectro será: } A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot A_o (1 + ((T/T^+) * (\beta - 1)))}{1 + ((T/T^+) \exp c) * (R - 1)}$$

$$A_d = 0,13$$

7. CALCULO DE FUERZA DE CORTE BASAL.

$$V_o = \mu \cdot A_d \cdot W$$

$$V_o = \mathbf{9637,47}$$

Se debe cumplir V_o/W mayor $(\alpha \cdot A_o)/R$

0,13 Mayor 0,0625 ok

8. COEFICIENTE SÍSMICO. (Sección 7.1.1)

$$C=(\alpha.A_0)/R$$

$$C=0,0625$$

9. FUERZA LATERAL CONCENTRADA.

$$F_t=0,06*((T/T^*)-0,02))*V_o$$

$$F_t=349,84$$

10. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO.

$$F_t+\sum F_i=V_o$$

Donde F_t se encuentre entre los valores : $0,04V_o \leq F_t \leq 0,10 V_o$

$$385,50 \leq 349,84 \leq 11963,75$$

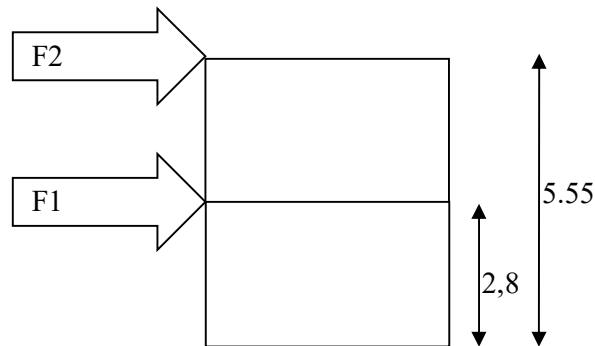
No cumple se usa el menor que admite la norma

11. FUERZA LATERAL POR NIVELES

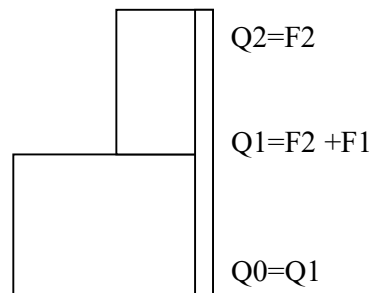
$$F_i = \frac{(V_o - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum W_j \cdot h_j}$$

$$F_2=5309,59 \quad h_2=5,55$$

$$F_1=3942,38 \quad h_1=2,8$$



Esfuerzo de Corte



Se estableció el siguiente cuadro resumen para comparar valores

Cuadro 12. Cuadro resumen.

OPERACIÓN		NORMA			COMENTARIOS	OBSERVACIÓN
		82	98	2001		
PESO PROPIO DEL EDIFICIO	NIVEL 1	32658	30258	30258	En la Norma del 82 no especifica la inclusión o no de la fuerza del viento.	El cálculo se hizo incluyendo o el peso ejercido por el área tributaria correspondiente a la losa donde se aplica la fuerza. Se nota el aumento de los valores de las fuerzas de diseño.
	NIVEL 2	55332	44532	44532		
CLASIFICACIÓN DE USO		Grupo B	Grupo B2	Grupo B2		
COEFICIENTE DE USO (α)		1	1	1		
NIVEL DE DISEÑO		3	ND3	ND2		
ZONA SÍSMICA		2	3	3		
FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R)		6	4	4		
ACELERACIÓN DEL TERRENO (A_o)		0,15	0,2	0,25		
TIPO DE ESTRUCTURA		Sistema estructural TIPO I	Sistema estructural TIPO I	Sistema estructural TIPO I		
PERFIL DEL SUELO		S1	forma espectral S1	forma espectral S1		
FACTOR DE MAGNIFICACIÓN PROMEDIO(β)		2,2	2,4	2,4		
VALOR MÁXIMO DE PERIODO T^*		0,4	0,4	0,4		
FACTOR DE REDUCCIÓN DE VOLCAMIENTO(ρ)		0,8	-	-		
FACTOR DE DUCTILIDAD (D)		6	-	-		
FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ		-	0,85	0,85		
VALOR DEL PERIODO T_o		-	0,1	0,1		
PERIODO CARACTERÍSTICO DE LA VARIACIÓN DE RESPUESTA ÚTIL T_+		-	0,1	0,1		
MÉTODO DE ANÁLISIS		Análisis Estático Equivalente	Análisis Estático Equivalente	Análisis Estático Equivalente		
PERIODO FUNDAMENTAL		0,22	0,25	0,25		
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE CORTANTES (μ)		0,90	0,96	0,96		
ESPECTRO DE DISEÑO (A_d)		0,06	0,10	0,13		
FUERZA DE CORTE BASAL (V_o)		2199,75	7342,51	9637,47		

FUERZA LATERAL CONCENTRADA		69,95	266,53	349,84		
DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO	F1	981,52	3003,58	3942,88		
	F2	1148,28	4045,22	5309,59		

CONCLUSIONES

La información seleccionada permitió estar al tanto de el objeto principal de la aplicación de las Normas Sismorresistentes Venezolanas el cual es lograr la construcción de edificaciones con sistemas estructurales capaces de disipar y soportar las solicitaciones generadas por los eventos sísmicos que puedan ocurrir en el país, para así aminorar daños, mantengan su funcionamiento y se evite la pérdidas de vidas humanas, apoyándose en los estudios internacionales hechos en territorios con mayor probabilidad de ocurrencia sísmica.

A partir de los cambios y mejoras que ha sufrido la Norma se ofrece una serie de artículos aplicados partiendo de características de la edificación y del suelo donde se construirá, el estudio sísmico evalúa el comportamiento de la estructura y sus elementos durante la ocurrencia de un movimiento en el terreno, y así arrojar los valores de las solicitaciones que serán incorporadas en el diseño de la estructura.

La Norma COVENIN 1756-01 fue redactada por profesionales tomando en consideración experiencias adquiridas a través de la evaluación de los eventos sísmicos ocurridos en el país y criterios internacionales, carece de sección alguna que defina métodos de análisis para edificaciones especiales, sin embargo los incorporó para edificaciones irregulares los cuales eran escasos en la primera publicación COVENIN 1756-82.

Para llevar a cabo la investigación se aplicó a una edificación, los articulados de las versiones analizadas de los años 1982, 1998 y 2001, dando como resultado el aumento significativo del valor del corte basal, generando el incremento de las fuerzas laterales de diseño lo cual elevará los esfuerzos que se agregaran al cálculo de los elementos de la estructura.

RECOMENDACIONES

Se recomienda la aplicación de las Normas COVENIN 1756 vigentes en las edificaciones construidas a nivel Nacional, para evitar los efectos trágicos que generan las consecuentes fallas producidas por los eventos sísmicos en las estructuras.

Antes de iniciar el cálculo sísmico para una edificación se debe contar con el proyecto de ingeniería que describa las características de la estructura y el estudio de suelo correspondiente al terreno donde va a realizarse la construcción, ya que es a partir de los datos arrojados por estos que se inicia la aplicación del estudio.

A través de la investigación pudo destacarse los cambios, mejoras y actualizaciones del articulado actual de la Norma COVENIN 1756-01, se invita a seguir las investigaciones en el ámbito sismorresistente para continuar como hasta ahora desarrollando conocimientos, resolviendo incógnitas e incorporar la posibilidad de realizar un análisis sísmico en estructuras especiales.

La Norma presenta los valores resultantes de estudios del comportamiento de las estructuras en estos eventos incorporados a través de los diferentes parámetros ya que da lugar a un amplio campo de nuevas investigaciones que puedan servir de aporte a estos. Debe tenerse en cuenta la complejidad y el estado incierto que pueden producirse a la hora de un evento sísmico.

REFERENCIAS

- Arias Fidias G., *El proyecto de investigación*, (1999)
- FUNVISIS, *La Investigación Sismológica en Venezuela*, Edición de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. (2002).
- Heinzmann Daniel, Valerotto Pablo, *Analisis Estructural De Edificaciones*, Disponible en: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>[2011]
- NORMA COVENIN 1757-82 Edificaciones Sismorresistentes.
- NORMA COVENIN 1756:1998 Edificaciones Sismorresistentes (Provisional)
- NORMA COVENIN-MINDUR 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes.
- NORMA COVENIN 1753-87 Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones.
- NORMA COVENIN 1753-05 Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño.
- Prato Carlos A., Flores Fernando G., *Acciones Sísmicas para Diseño Estructural*, 2007.
- Rodríguez Arteaga José Antonio, *Breve historia de la sismología en Venezuela*, Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. FUNVISIS.
- Sabino Carlos, *El Proceso de Investigación*. (1992)
- Terminología De Las Normas COVENIN-MINDUR De Edificaciones, 2004-98.

ANEXOS

ANEXO 1

PLANOS DEL PROYECTO